

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 13.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar.

Von Ob.-Ingenieur O. Muy der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Hdt. (Schluß.) Hierzu die Abb. S. 100.

2. Auslegerbrücke mit einer Oeffnung.



ährend die erstbeschriebene Brücke genau an die Stelle der alten Ueberbrückung zu liegen kam und letztere daher abgerissen werden mußte, wurde die etwa 100 m flußabwärts gelegene neue untere Brücke neben der vorhandenen eisernen errichtet, als neuer Hauptverkehrsweg im Anschluß an die bestehenden,

zum Teil regulierten Straßenzüge.

Da das Flußbett an dieser Stelle sehr beengt ist, der Flußlauf selber im Bogen liegt und mit sehr ungünstigen Hochwasserverhältnissen gerechnet werden muß, war der Einbau eines Strompfeilers nicht möglich. Das Flußbett mußte daher auf die ganze Breite mit einer Oeffnung überspannt werden, wobei der Hochwasserspiegel eine möglichst große freie Durchflußbreite erhalten sollte. Da sich eine Gewölbekonstruktion wegen der geringen Pfeilhöhe von selbst verbot und eine Bogenrippen-Brücke mit angehängter Fahrbahn aus schönheitlichen und praktischen Gründen nicht in Betracht gezogen wurde, entschloß man sich zu einer Balkenkonstruktion mit Auslegern, wie sie in den Abb. 15—20 in Ansicht, Grundrissen und verschiedenen Schnitten in

Die neue Brücke überspannt mit 6 Haupttragbalken mit bogenförmigem Untergurt den Neckar in einer theoretischen Weite von 28,3 m. Die Balken sind beiderseits um 6,75 m über die Widerlager hinaus konsolartig verlängert, wodurch im Verein mit dem aufgebrachten Füllbeton Gegengewichte gebildet werden, welche das Feldmoment durch Eigengewicht stark vermindern und dadurch überhaupt erst die Ausführung der Balkenträger ermöglichen. Die Ausleger sind so bemessen, daß bei Vollbelastung derselben durch Verkehr und unbelasteter Feldweite noch ein sicherer Ueberschuß an positivem Feldmoment mit 18,8 mt verbleibt. Das Feldmoment aus Eigengewicht allein beträgt 40,1 mt, und dasjenige aus Eigengewicht und Vollbelastung mit Berücksichtigung eines Auftriebes der Widerlager bei Hochwasser 113,3 mt. Bei letzterem ergaben sich die größten Spannungen mit 35 kg/qcm Druck im Beton und 985 kg/qcm Zug im Eisen. Für die Berechnung sind die gleichen Verkehrslasten wie bei der oberen Brücke zugrunde gelegt worden.

Die Abbildung 21, S. 100 zeigt die Bewehrung eines mittleren Hauptträgers, welche in Feldmitte aus 4 Rundeisen von 32 mm Durchm. und 7 Eisen von 34 mm Durchm. und über den Auflagerstützen aus 4 zu 32 und 10 zu 34 mm Dicke besteht. Für die Bügel wurden 10 mm-Eisen verwendet. Die Lage der schrägen Zugeisen ist genau nach den anfallenden Schubkräften aus dem eingezeichneten Schubdiagramm bestimmt worden. Sämtliche Schub-

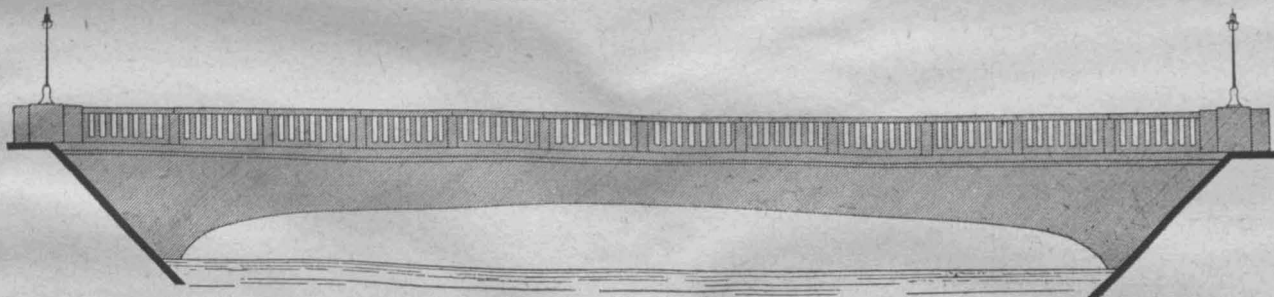


Abbildung 15. Ansicht der Balkenbrücke in einer Oeffnung mit überkragenden Enden.

der Uebersicht dargestellt ist. Diese Konstruktion ist in vorliegendem Falle wohl die beste und zweckmäßigste. Brücken mit unter der Fahrbahn liegender Konstruktion empfehlen sich ganz allgemein auch schon dadurch, daß sie sich unauffällig in die Landschaft einfügen und für den Verkehr große Uebersichtlichkeit besitzen.

spannungen sind allein durch Bügel und Schrägeisen aufgenommen. Zur Verbindung der Rundeisen, die für diese Brücke ebenfalls nur in einer Länge von 12 m zur Verfügung standen, sind in den schrägen Abbiegungen Spannschlösser angeordnet. Die Stangengewinde sind zur Verhütung von Materialverlust in die aufgestauchten

Enden eingeschnitten. Die 40 cm breiten Träger sind in der Mitte 1,25 m und über den Auflagern 3,09 m hoch. An der Unterseite der Träger, von den Auflagern bis in $\frac{1}{4}$ der Spannweite, ist eine kräftige Eisenbetonplatte ausgeführt, die nicht nur zur Aufnahme der Betonpressungen dient, sondern auch bei Hochwasser verhüten soll, daß

führung möglichst zu vereinfachen, wurden nach Abbildungen 16 bis 20 und Schnitt c—c in Abbildung 20 die

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. 2. Ausleger-Brücke mit einer Öffnung.

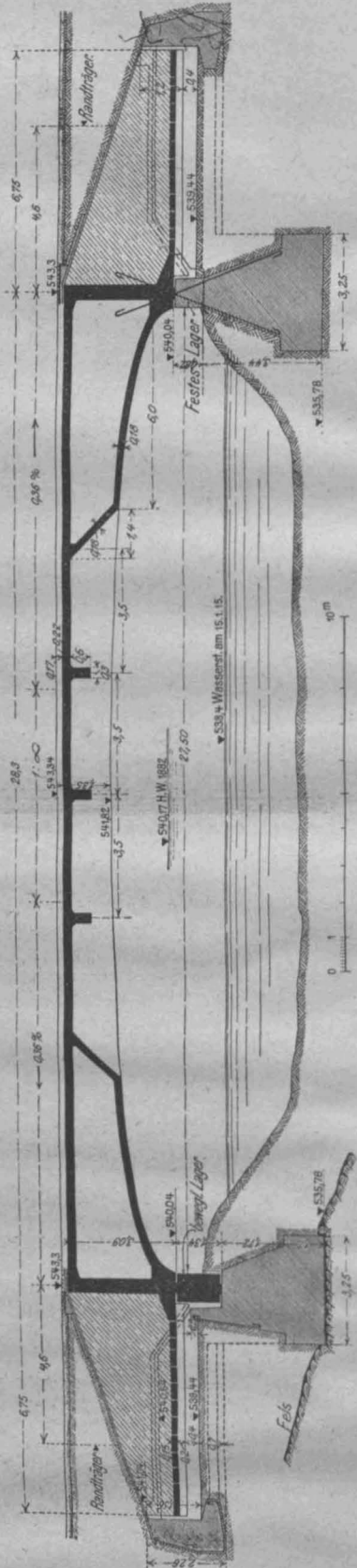
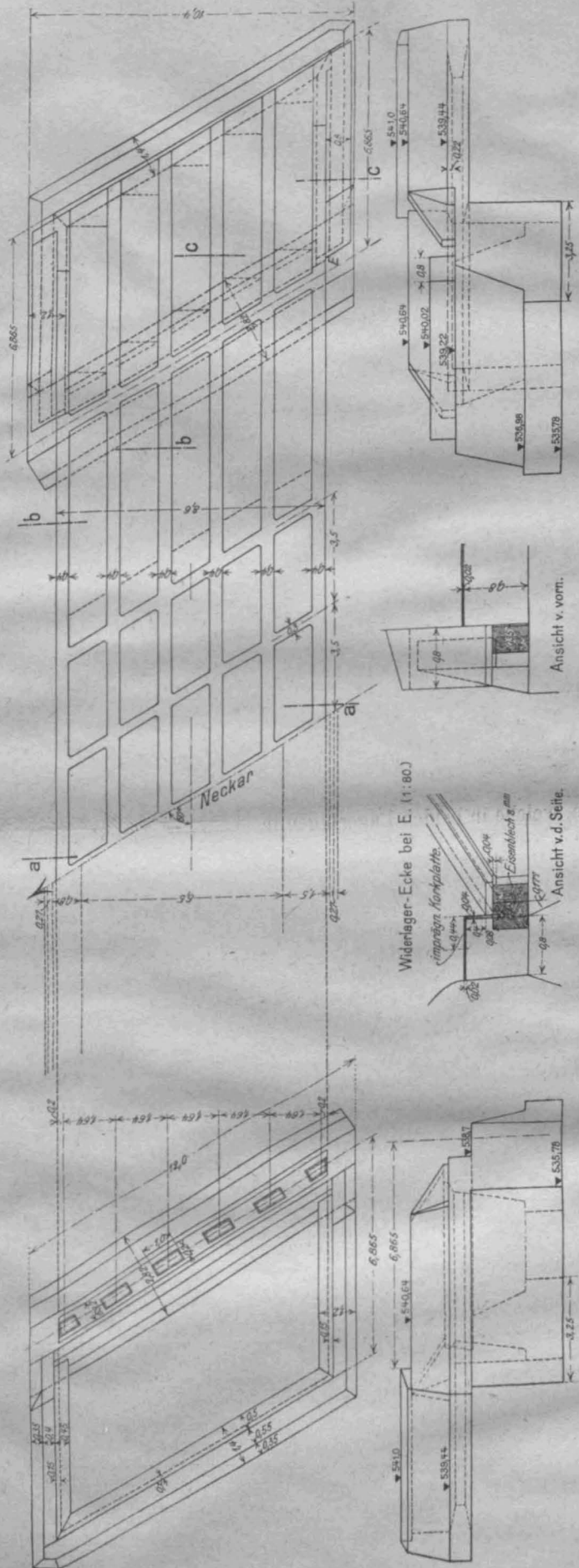


Abbildung 16 (oben). Längsschnitt in Brückenachse.

Abbildung 17 (unten). Aufsicht auf Fundamente und Balkenlage.



Abbildungen 18 a—d. Seitenansichten der Widerlager und Einzelheiten dazu.

schwimmende Gegenstände an den herabgeführten Trägerkanten Widerstand finden.

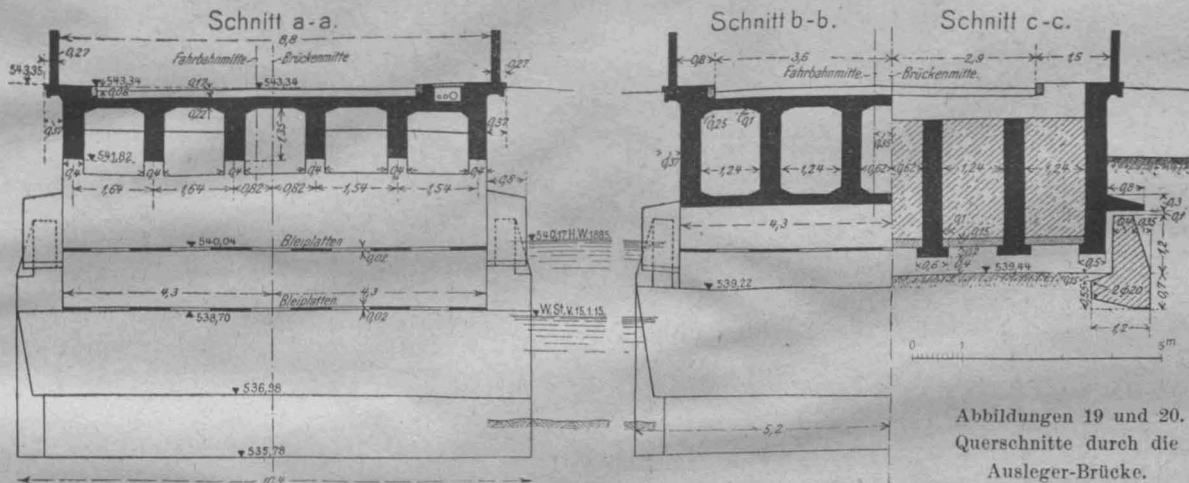
Damit die Gegengewichte zur statisch einwandfreien Konsolwirkung kommen, ist ihnen durch eine von kleinen Stampfbeton-Stützmauern umschlossene Grube freie Bewegungsmöglichkeit gesichert. Um die Aus-

Konsolträger unten seitlich verbreitert, auf diese Vorsprünge fertig betonierte Platten verlegt und dann die kastenartige Konstruktion mit Füllbeton ausbetoniert.

Man ersparte sich hierdurch die schwierige untere Einschalung der Ausleger. Die Ueberdeckung der Fugen zwischen Ausleger und Stützmauern erfolgt an der hinteren Querseite durch ein starkes Eisenblech, an den beiden Längsseiten durch auskragende Eisenbeton-Nasen. Die ganze Auslegerkonstruktion liegt unsichtbar in der Uferböschung. (Vergl. Ansicht, Abb. 15).

Winkel von 60° schief geführt. Auch aus diesem Grunde war eine Balkenkonstruktion das einfachste. Die Breiten-Abmessungen der Brücke, die Fahrbahn-Befestigung und das Gelände sind genau so ausgeführt wie bei der oberen Brücke.

Die Konstruktion der Träger in Verbindung mit den Auslegern ist einfach und übersichtlich und bot für die



Abbildungen 19 und 20.
Querschnitte durch die
Ausleger-Brücke.

Die Ausbildung der Auflager geschah auf eine zweckentsprechende und doch einfache Art. Es ist ein festes und ein bewegliches Lager vorgesehen. Das letztere besteht nach Abbildg. 22a aus einem durchlaufenden Eisenbeton-Pendelquader von 60 cm Breite und 130 cm Höhe. Die großen Auflagerdrücke der Hauptträger werden in Verbindung mit dem versteifenden großen Querträger durch 20 mm starke, 20 cm breite und 100 bzw. 75 cm lange Bleiplatten übertragen, welche in beiden Lagerfugen in der Trägerachse angeordnet sind. Die Betonpressung hinter dem Plattenstreifen beträgt bei einer größten Auflast der ganzen Brücke von 695 t rd. 63 kg qcm. Die übrig bleibenden Fugenschlitze sind mit 2 cm starken imprägnierten Korkplatten ausgelegt. Die Herstellung des Pendels erfolgte unmittelbar auf dem Fundament, nachdem die Blei- und Korkplatten der unteren Fuge in Zement verlegt waren. Die in Abbild. 22a dargestellte Bewehrung ist sehr sorgfältig ausgeführt und unter Berücksichtigung einer Querdehnung des Betonquaders bemessen. Die Querbewehrung besteht aus gegeneinander versetzten, durchlaufenden Diagonalbügeln, die sich sehr leicht verlegen ließen.

Für das feste Lager, Abbildung 22b sind ebenfalls Bleiplatten von gleicher Größe wie bei beweglichen Lagern und Korkplatten angeordnet. Außerdem ist jeder Träger mit dem Fundamente durch zwei Stück 30 mm starke Rund-eisenanker verbunden.

Die Fundamente sind in Stampfbeton ausgeführt und auf dem linksseitigen Ufer auf Fels, auf dem rechten dagegen auf festgelagerten groben Kies gegründet. Die Bodenpressung beträgt beiderseits rund 3 kg qcm. Die Brückenachse ist zum Flußbett unter einem

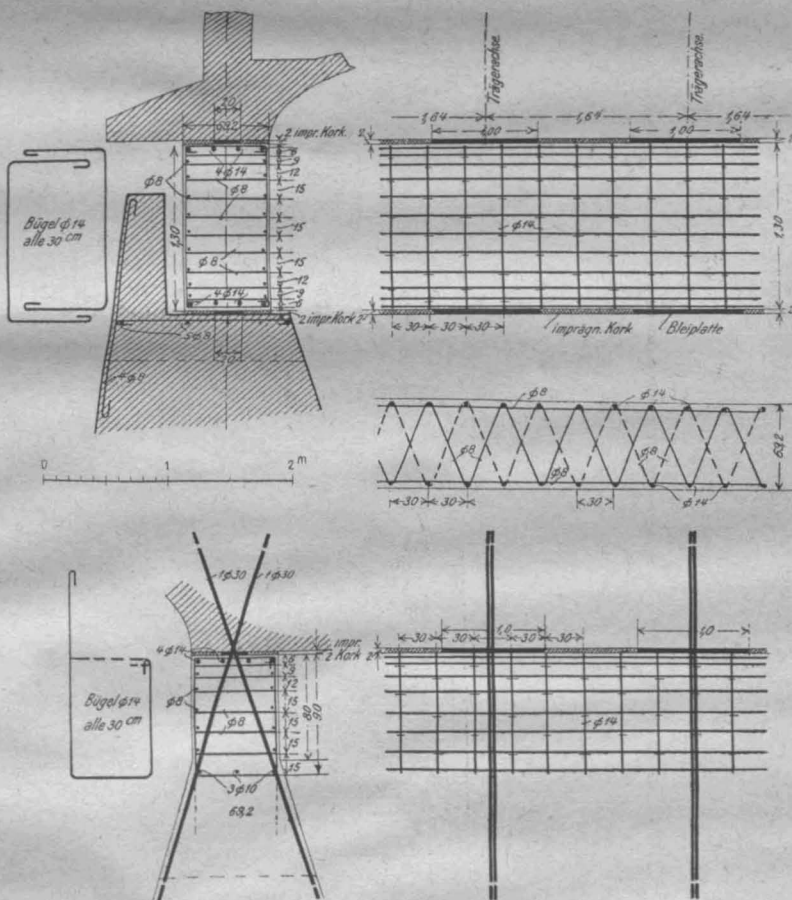


Abbildung 22 a und b. Einzelheiten der Ausbildung des Bogens.
a. (oben) bewegliches Lager. b. (unten) festes Lager.

Ausführung keine Schwierigkeiten. Die äußere Erscheinung der Brücke macht einen sehr gefälligen, ästhetisch guten Eindruck. Die kurze Bauzeit betrug nur 2³/₄ Monate. —

Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau.

Von Ing. O. Leuprecht in Fa. Ing.-Büro Klingler & Leuprecht in Basel.

Ein Verfahren, nach dem die Rippenbreite von Plattenbalken für eine bestimmte Beton-Zugspannung σ_z unmittelbar bemessen werden kann, ist s. Zt. von Hrn. Prof. Dr.-Ing. Mörsch angegeben worden¹⁾. Die berechneten Zahlenwerte wurden sodann von Hrn. Prof. Hager in

die Form einer Kurven-Tafel gebracht²⁾, welche auch den neuen einschlägigen deutschen Bestimmungen v. 13. Januar 1916 angegliedert ist.

¹⁾ Vergl. „Zentralbl. d. Bauverw.“, Jahrg. 1914, No. 26, S. 204.

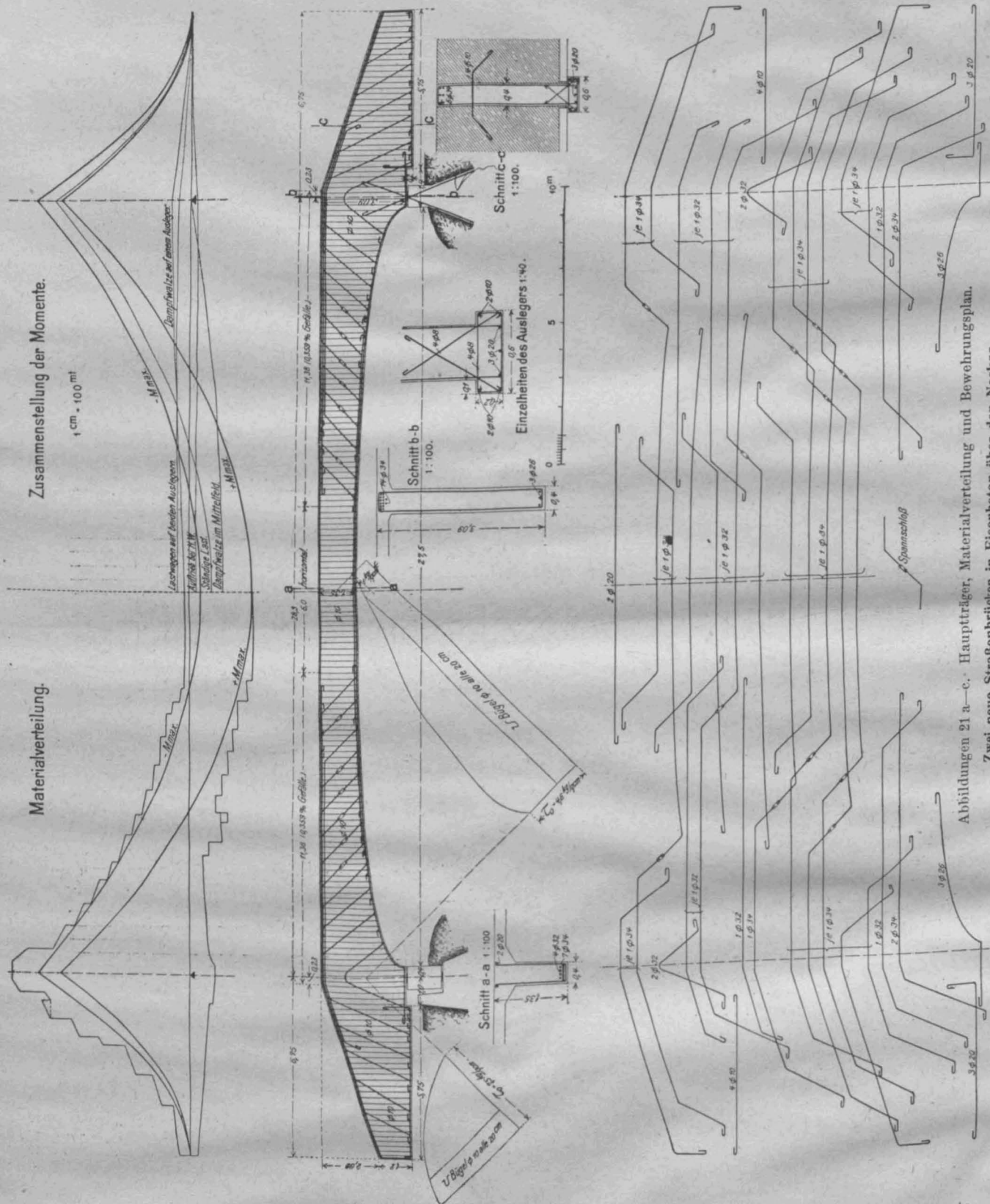
²⁾ desgl. 1915, No. 59, S. 391.

Die Tafel ist gültig für das Spannungsverhältnis $\sigma_s : \sigma_e = 24 : 750$, $n = 15$ und für gleiche Elastizitätsziffern des Betons für Druck und Zug $E_d = E_s$.

Die neuen Eisenbeton-Vorschriften der Schweizer-Bundesbahnen v. 26. Nov. 1915 bestimmen für Brücken, Gehstege und Landungsanlagen, ferner für diejenigen Teile von Hochbauten, die Rauchgasen oder anderen schädlichen Ein-

Aus dieser kurzen Darlegung erhellt zur Genüge, wie sehr die verschiedenen Vorschriften auseinander gehen, und welche Umständlichkeiten einer einheitlichen Durchbildung der unmittelbaren Abmessungsbestimmung im Wege stehen.

Verfasser hat daher beigegebene Kurventafel (Hier in $\frac{1}{5}$ der Größe wiedergegeben) aufgestellt³⁾, welche allen diesen Veränderlichkeiten Rechnung trägt und weder an



flüssen ausgesetzt sind, den Nachweis der Beton-Zugspannungen für $n = 20$ und $E_d = E_s$. Die zulässigen Grenzen sind festgesetzt mit $\sigma_s = 25$ kg/qcm bei Eisenbahnbrücken, 30 kg/qcm bei den übrigen Bauten.

Nach den österreichischen Vorschriften beträgt das zulässige σ_s je nach der Betonmischung 21,5 bis 24 kg/qcm $n = 15$ und $E_d = 2,5 E_s$.

ein bestimmtes Spannungs-Verhältnis, noch an bestimmte $n =$ Werte gebunden ist; auch E_d und E_s können beliebig verschieden sein.

Die Tafel dient zur unmittelbaren Ermittlung der Rippenbreite von Plattenbalken, wie zur Bestimmung von x und

³⁾ Zum Selbstkostenpreis in „Plandruck“ 50,80 cm vom Verfasser zu beziehen.

aller Spannungswerte und ermöglicht auch die Berechnung des für ein beliebiges σ_s erforderlichen Zugeisen-Querschnittes. Die Schaulinien auf der rechten Seite beziehen sich auf den rechteckigen Querschnitt.

Das folgende Verfahren gilt für alle Fälle der „reinen Biegung“, wenn die Betonzugzone mitwirkt und einfache Bewehrung vorliegt. Doch läßt es sich unschwer erweitern auch auf doppelt bewehrte und exzentrisch beanspruchte Querschnitte, was jedoch Gegenstand einer späteren Abhandlung sein soll.

Alle Bezeichnungen sind auf der Tafel angeschrieben.

I. Elastizitätszahl $E_d = E_s$.

1. Plattenbalken.

Die bekannte Formel für x lautet mit unseren Bezeichnungen und $\gamma = h_0/h$

$$x = \frac{\beta \cdot b \cdot h^2 + b(1-\beta)\delta^2 \cdot h^2 + 2\mu \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma}{2\beta \cdot b \cdot h + 2b(1-\beta)\delta \cdot h + 2\mu \cdot b \cdot h}$$

und liefert die Gleichung für die φ -Linien in der einfachen Form

$$x:h = \varphi = \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta + (1-\beta)\delta^2 + 2\mu \cdot \gamma}{\beta + (1-\beta)\delta + \mu} \dots \dots \dots 1)$$

wobei $\gamma = 0,94$ gewählt ist.⁴⁾

Die folgenden Beispiele erläutern den Gebrauch der Tafel.

Beispiel 1.⁵⁾ Gesucht b_0 .

Ein Plattenbalken für $M = 7,6$ tm habe die Abmessungen $b = 100$, $h = 59$, $h_0 = 55,4$, $d = 14$ cm und sei für $n = 15$ bewehrt mit $f_e = 21$ qcm. Vorgeschrieben $\sigma_s = 23,8$,

$$\delta = 0,237, \gamma = 0,94, \text{ also } i = 1,0$$

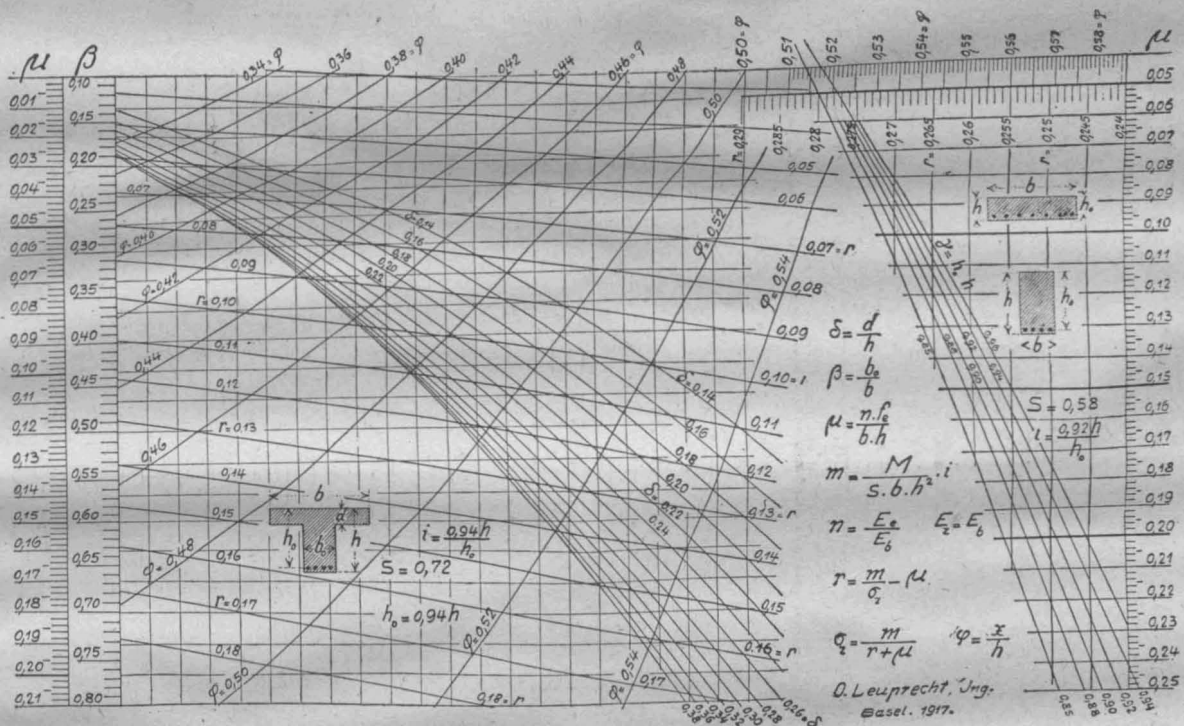
$$m = \frac{760\,000}{0,72 \cdot 100 \cdot 59^2} = 3,03, \mu = \frac{15 \cdot 21}{100 \cdot 59} = 0,0534$$

$$\text{Laut Gl. 2 } r = \frac{3,03}{23,8} - 0,0534 = 0,0731.$$

Von der μ -Teilung aus wagrecht bis zur δ -Linie findet man lotrecht ober- oder unterhalb derselben den r -Punkt (gleichzeitig φ) und wagrecht zurückgehend auf der β -Teilung den gesuchten Wert $\beta = 0,26$, sodaß $b_0 = b \cdot \beta = 26$ cm wird. Die Nachrechnung bestätigt die Richtigkeit.

Beispiel 2. Gesucht σ_s .

Plattenbalken für $M = 22,0$ tm und $n = 20$ sei wie folgt bemessen: $b = 100$, $b_0 = 53,3$, $h = 65$, $h_0 = 61$, $d = 10,5$ cm, $f_e = 40$ qcm. Es ist daher $\gamma = 0,94$ ($i = 1,00$), $\beta = 0,533$,



1/3. der wirklichen Tafelgröße.

Bezieht man das statische Moment der gezogenen Zone auf den Druckmittelpunkt und wählt diesen zunächst bei $1/4$ x vom oberen Plattenrande, so erhält man mit

$v = h - x$ und $\frac{v-a}{v} = \xi$ die Momenten-Gleichung

$$M = \sigma_s \cdot \frac{v}{2} \cdot b_0 \left(h - \frac{x}{4} - \frac{v}{3} \right) + \sigma_s \cdot n \cdot \xi \cdot f_e \left(h_0 - \frac{x}{4} \right)$$

und mit $\xi = 0,885$, $\mu = \frac{n \cdot f_e}{b \cdot h}$ den für die r -Linien gesuchten Ausdruck

$$\text{I) } \dots \dots \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} \approx 0,35 \beta (1 - \varphi) + \mu (0,83 - 0,25 \varphi) = r$$

$$\text{oder } r = \frac{m}{\sigma_s} - \mu \dots \dots \dots 2)$$

$$m = i \cdot \frac{M}{0,72 \cdot b \cdot h^2} \dots \dots \dots 3)$$

$i = \frac{0,94 h}{h_0}$. Aus Gleichg. 2 findet sich sodann

$$\sigma_s = \frac{m}{r + \mu} \dots \dots \dots 4)$$

Die δ -Linien berechnen sich mittels Gl. 1 aus $\beta + (1-\beta)\delta^2 - 2\varphi[\beta + (1-\beta)\delta]$

$$\text{II) } \dots \dots \mu = \frac{\beta + (1-\beta)\delta^2 - 2\varphi[\beta + (1-\beta)\delta]}{2\varphi - 1,88}$$

Die Verhältniszahl i in Gl. 3 braucht nur bei wesentlicher Abweichung des γ von 0,94 berücksichtigt zu werden.

14. Juli 1917.

$$\delta = 0,16, \mu = \frac{20 \cdot 40}{100 \cdot 65} = 0,123, m = \frac{2\,200\,000}{0,72 \cdot 100 \cdot 65^2} = 7,23.$$

Dafür ist abzulesen $r = 0,118$, $\mu \cdot \varphi = 0,531$,

$$\text{folglich lt. Gl. 4 } \sigma_s = \frac{7,23}{0,118 + 0,123} = 30 \text{ kg/qcm.}$$

Nachrechnung.

$$\begin{array}{rcl} 53,3 \cdot 65 & = & 3\,470 \cdot 32,5 = 113\,000 \cdot 2/3 \cdot 65 = 4\,925\,000 \\ 46,7 \cdot 10,5 & = & 491 \cdot 5,25 = 2\,580 \cdot 2/3 \cdot 10,5 = 18\,200 \\ 20 \cdot 40 & = & 800 \cdot 61 = 48\,800 \cdot 61 = 2\,975\,000 \\ F & = & 4\,761 \quad \quad \quad 164\,380 \quad \quad \quad 7\,918\,200 \end{array}$$

$$z = \frac{164\,380}{4\,761} = 34,5 \quad \quad \quad 4\,761 \cdot 34,5^2 = 5\,670\,000$$

$$v = h - x = 30,5 \quad \quad \quad J_x = 2\,248\,200$$

$$\varphi = 0,53$$

$$\sigma_s = \frac{2\,200\,000}{2\,248\,200} \cdot 30,5 = 30 \text{ kg/qcm.}$$

Beispiel 3. Gesucht b_0 , σ_d , σ_e .

Der Plattenbalken sei zu berechnen für $M = 14,0$ tm, $\sigma_s = 41,3$, $n = 20$; gegebene Abmessungen: $b = 100$, $h = 50$, $h_0 = 47$, $d = 10$ cm, also $\gamma = 0,94$ ($i = 1,0$), $\delta = 0,20$.

⁴⁾ Die Tafel gibt zuverlässige Werte für Plattenbalken bis $\gamma = 0,91$ herab, was praktisch auch der Kleinstwert sein wird.

⁵⁾ Vergleichshalber der eingangs erwähnten Arbeit von Prof. Dr.-Ing. Mörsch entlehnt.

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h_0 - \frac{d}{2} \right)} = 28,0 \text{ qcm}, m = \frac{1400000}{0,72 \cdot 100 \cdot 50^2} = 7,75$$

$$\mu = \frac{20 \cdot 28}{100 \cdot 50} = 0,112, r = \frac{7,75}{41,3} - 0,112 = 0,075.$$

Aus der Tafel erhält man $\beta = 0,30$ und $\varphi = 0,489$, womit

$$x = \varphi \cdot h = 24,45 \text{ cm}, \quad \xi = 0,884,$$

$$b_0 = b \cdot \beta = 30 \text{ cm}, \quad v \approx 25,6,$$

$$5) \dots \sigma_e = n \cdot \sigma_s \cdot \xi = 20 \cdot 41,3 \cdot 0,884 = 728 \text{ kg/qcm und}$$

$$6) \dots \sigma_d = \sigma_s \cdot \frac{x}{v} = 41,3 \cdot \frac{24,45}{25,6} = 39,5 \text{ kg/qcm.}$$

Nachrechnung.

$$30 \cdot 50 = 1500 \cdot 25 = 37500 \cdot 2/3 \cdot 50 = 1\,250\,000$$

$$70 \cdot 10 = 700 \cdot 5 = 3500 \cdot 2/3 \cdot 10 = 23\,333$$

$$20 \cdot 28 = 560 \cdot 47 = 26320 \cdot 47 = 1\,237\,040$$

$$\frac{2760}{67320} \quad \frac{67320}{2\,510\,370}$$

$$x = \frac{67320}{2760} = 24,4 \quad 2760 \cdot 24,4^2 = -1\,642\,000$$

$$J_x = \frac{868\,373}{868\,373}$$

$$v = 25,6$$

$$\sigma_s = \frac{1\,400\,000}{868\,373} \cdot 25,6 = 1,61 \cdot 25,6 = 41,3 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_d = 1,61 \cdot 24,4 = 39,6, \quad \sigma_e = 1,61 \cdot 22,6 \cdot 20 = 729 \text{ kg/qcm}$$

Gesucht f_e .

Kann von den gegebenen Querschnitts-Abmessungen des Plattenbalkens aus irgend einem Grunde nicht abgewichen werden, obwohl das zulässige max σ_s überschritten wird, so ist f_e dementsprechend zu bestimmen.

Führt man für μ in Gleichung I den Wert von Gleichung II ein, so gelangt man zu dem Ausdruck

$$-0,97 \beta \cdot q^2 + c \cdot q = z, \text{ woraus}$$

$$q = \frac{-c + \sqrt{c^2 + 3,88 \beta \cdot z}}{1,94 \beta} \dots \dots \dots 7)$$

Hierin bedeuten:

$$\left. \begin{aligned} c &= 2 \left(\frac{m}{\sigma_s} + t \right) - 1,88 \beta \\ z &= 1,88 \frac{m}{\sigma_s} + t_1 - 0,91 \beta \\ t &= \beta + (1 - \beta) \delta \quad t_1 = \beta + (1 - \beta) \delta^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots 8)$$

Es ist also für das gegebene β und δ mit Hilfe von 7) φ zu berechnen und auf der Kurventafel einzustellen; doch ist dabei in entgegengesetzter Richtung vorzugehen, indem man, von der β -Teilung ausgehend, wagrecht das berechnete q aufsucht, lotrecht die δ -Linie angeht und so dann wagrecht zurück nach der μ -Teilung wandert. Der erforderliche Eisenquerschnitt wird dann erhalten aus

$$f_e = \mu \frac{b \cdot h}{n} \dots \dots \dots 9)$$

Beispiel 4. Gesucht f_e .

Zum Vergleich sei der in Beispiel 1 behandelte Plattenbalken in Betracht gezogen, wo $\beta = 0,26$, $\delta = 0,237$, $\gamma = 0,94$, $m = 3,03$, $\sigma_s = 23,8$ und $n = 15$ gegeben waren.

Den Formeln 8) gemäß wird

$$t = 0,26 + 0,74 \cdot 0,237 = 0,4353$$

$$t_1 = 0,26 + 0,74 \cdot 0,237^2 = 0,3016, \quad m : \sigma_s = 0,1274$$

$$c = 2(0,1274 + 0,4353) - 1,88 \cdot 0,26 = 0,6366$$

$$z = 1,88 \cdot 0,1274 + 0,3016 - 0,91 \cdot 0,26 = 0,3038.$$

Gleichung 7 gibt nun

$$\varphi = \frac{-0,6366 + \sqrt{0,6366^2 + 3,88 \cdot 0,26 \cdot 0,3038}}{1,94 \cdot 0,26} = 0,412$$

Für dieses φ folgt aus der Tafel $\mu = 0,0531$ und mit Formel 9) endlich

$$f_e = 0,0531 \frac{100 \cdot 59}{15} \approx 21 \text{ qcm}$$

2. Rechteckige Querschnitte.

Die bekannte Beziehung

$$x = \frac{1/2 b \cdot h^2 + n \cdot f_e \cdot h_0}{b \cdot h + n f_e}$$

geht mit unseren Bezeichnungen über in die Form

$$\varphi = \frac{0,5 + \gamma \cdot \mu}{1 + \mu} \dots \dots \dots 10)$$

Die Momentengleichung lautet

$$M = \sigma_s \frac{v}{2} \cdot b \left(h - \frac{v}{3} - \frac{x}{3} \right) + \sigma_s \cdot n \cdot \xi \cdot f_e \left(h_0 - \frac{x}{3} \right);$$

mit den praktisch brauchbaren Größen

$$\xi = 0,78 \text{ und } h_0 - \frac{x}{3} = 0,74 h$$

erhalten wir für die r -Teilung die Gleichung

$$\text{III} \dots \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{1}{3} (1 - \varphi) + 0,58 \mu \text{ oder } r = \frac{m}{\sigma_s} - \mu \text{ wie Gl. 1}$$

$$m = i \frac{M}{0,58 \cdot b \cdot h^2} \dots \dots \dots 11)$$

wo $i = \frac{0,92 h}{h_0}$. Die Formeln 4, 5, 6 bleiben unverändert.

Beispiel 5. Gesucht σ_s , σ_e , σ_d .

Der rechteckige Querschnitt einer Platte besitze die Abmessungen $b = 100$, $h = 20$, $h_0 = 18$ cm und sei für $M = 1,6$ tm und $n = 15$ bewehrt mit $f_e = 13,5$ qcm.

$$\gamma = 0,9, \quad \mu = \frac{15 \cdot 13,5}{100 \cdot 20} = 0,101$$

$i = 0,92 \frac{h}{h_0} = 1,025$. In der Tafel steht hierfür $r = 0,269$ und $\varphi = 0,537$, also $x = 0,537 \cdot 20 = 10,74$ cm, $v = 9,26$ cm, $\xi = 0,785$,

$$m = 1,025 \frac{160\,000}{0,58 \cdot 100 \cdot 20^2} = 7,05,$$

$$\sigma_s = \frac{7,05}{0,269 + 0,101} = 19 \text{ kg/qcm (Formel 4)}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 19 \cdot 0,785 = 225 \text{ kg/qcm (Gl. 5)}$$

$$\sigma_d = 19 \cdot \frac{10,74}{9,26} \approx 22 \text{ kg/qcm (Gl. 6)}$$

Beispiel 6. Gesucht σ_s .

Rechteckiger Balkenquerschnitt für $M = 6,0$ tm und $n = 20$, $h = 60$, $h_0 = 56$ cm, $f_e = 22$ qcm, $\gamma = 0,935$, $i = 0,98$,

$$m = 0,98 \frac{600\,000}{0,58 \cdot 30 \cdot 60^2} = 9,38, \quad \mu = \frac{20 \cdot 22}{30 \cdot 60} = 0,244.$$

Dem entspricht in der Tafel $r = 0,2405$ und $\varphi = 0,585$, mithin

$$\sigma_s = \frac{9,38}{0,241 + 0,244} = 19,3 \text{ kg/qcm.}$$

Die Nachrechnung ergibt $J_x = 790\,940$, $x = 35$, d. i. $\varphi = 0,585$, $\sigma_s = 19$ kg/qcm.

Gesucht f_e .

$$\text{Gleichung 10 nach } \mu \text{ aufgelöst, liefert } \mu = \frac{\varphi - 0,5}{\gamma - \varphi};$$

dies in Gl. III eingesetzt, führt schließlich zu $q^2 + \varphi \cdot c_1 = z_1$,

$$\text{woraus } \varphi = -\frac{c_1}{2} + \sqrt{z_1 + \left(\frac{c_1}{2} \right)^2} \dots \dots \dots 12)$$

Darin bezeichnen: $c_1 = 0,74 + 3 m_1 - \gamma$

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= 0,87 + 3 m_1 \cdot \gamma - \gamma \\ m_1 &= \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} \quad \gamma = h_0 : h \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 13)$$

Formel 9 bleibt unverändert.

Beispiel 7. Gesucht f_e .

Zum Vergleich wird der in Beispiel 5 berechnete Rechteck-Querschnitt angenommen, wo $\sigma_s = 19$, $\gamma = 0,9$, $n = 15$.

Die Formeln 13 ergeben die Größen

$$m_1 = \frac{160\,000}{19 \cdot 100 \cdot 20^2} = 0,211,$$

$$c_1 = 0,74 + 3 \cdot 0,211 - 0,9 = 0,473,$$

$$z_1 = 0,87 + 0,633 \cdot 0,9 - 0,9 = 0,539 \text{ und Formel 12 ein}$$

$$\varphi = -0,237 + \sqrt{0,539 + 0,237^2} = 0,537.$$

Der Tafelwert $r = 0,269$, $\mu = 0,101$, sohin nach Formel 9

$$f_e = 0,101 \frac{100 \cdot 20}{15} = 13,5 \text{ qcm.}$$

II. Elastizitätszahl $E_d : E_s = \epsilon$.

1. Plattenbalken.

Wenn $E_d : E_s = \epsilon$, so lautet die Gleichung für x

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - \frac{b - b_0}{2} (x - d)^2 - \frac{b_0 \cdot v^2}{2 \epsilon} - n \cdot f_e (v - a) = 0$$

und hieraus $x = -c + \sqrt{c^2 + z} \dots \dots \dots 14)$

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{5}{3} b_0 \left(b' \cdot d + \frac{b_0 \cdot h}{\epsilon} + n \cdot f_e \right) \\ z &= \frac{5}{3 \cdot b_0} \left(b \cdot d^2 + \frac{b_0 \cdot h^2}{\epsilon} + 2 n f_e \cdot h_0 \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 15)$$

$$b' = b - b_0$$

Wird das erste Glied auf der rechten Seite der Gl. I durch ε dividiert, so findet man schließlich 0,85 als Verschiebungswert in Bezug auf die Tafelkurven und für die Aufgabe:

$$x = 0,85 \varphi \cdot h \dots \dots \dots 16)$$

$$r = 0,85 \left(\frac{m}{\sigma_z} - \mu \cdot \varepsilon \right) \dots \dots \dots 17)$$

$$\sigma_z = \frac{m}{\mu \cdot \varepsilon + 1,18 r} \dots \dots \dots 18)$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_z \cdot \xi \cdot \varepsilon \dots \dots \dots 19)$$

$$\sigma_d = \sigma_z \frac{x}{v} \cdot \varepsilon \dots \dots \dots 20)$$

φ und r sind Tafelwerte.

Beispiel 8. Gesucht b_0 .

Für den in Beispiel 1 berechneten Plattenbalken sei b_0 zu bestimmen, wenn gegeben $\sigma_z = 13,7 \text{ kg/qcm}$, $\varepsilon = 2,5$. Dort war gefunden $m = 3,03$, $\delta = 0,237$, $\mu = 0,0534$. Aus Gl. 17 wird $r = 0,85 \left(\frac{3,03}{13,7} - 0,0534 \cdot 2,5 \right) = 0,075$. Die Tafelwerte sind dafür: $\beta = 0,262$, $\varphi = 0,411$, daher $b_0 \approx 26 \text{ cm}$ und $x = 0,85 \cdot 0,411 \cdot 59 = 20,6 \text{ cm}$.

Interessieren auch die übrigen Randspannungen, so findet man aus 19 und 20:

$$\sigma_e = 15 \cdot 13,7 \cdot 0,905 \cdot 2,5 = 465 \text{ kg/qcm bzw.}$$

$$\sigma_d = 13,7 \frac{20,6}{38,4} \cdot 2,5 = 18,5 \text{ kg/qcm.}$$

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{5}{3 \cdot 26} \left(74 \cdot 14 + \frac{26 \cdot 59}{2,5} + 15 \cdot 21 \right) = 126 \\ z &= \frac{5}{3 \cdot 26} \left(74 \cdot 14^2 + \frac{26 \cdot 59^2}{2,5} + 30 \cdot 21 \cdot 55,4 \right) = 5520 \end{aligned} \right\} \text{ Gl. 15}$$

$$x = -126 + \sqrt{126^2 + 5520} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{Gl. 14})$$

$$h_0 - x = 35,4, \quad v = 39, \quad x - d = 6 \text{ cm}$$

$$J_z = \frac{b \cdot x^3}{3} - \frac{b'}{3} (x - d)^3 + \frac{b_0}{3 \cdot \varepsilon} \cdot v^3 + n \cdot f_e (v - a)^2$$

$$J_z = \frac{100 \cdot 20^3}{3} - \frac{74}{3} \cdot 6^3 + \frac{26}{7,5} \cdot 39^3 + 15 \cdot 21 \cdot 35,4^2 = 861\,940$$

$$\sigma_z = \frac{M \cdot v}{J_z \cdot \varepsilon} = \frac{760\,000 \cdot 39}{861\,940 \cdot 2,5} = 0,88 \cdot 15,7 = 13,7$$

$$\sigma_e = 0,88 \cdot 34,8 \cdot 15 = 460$$

$$\sigma_d = 0,88 \cdot 20 = 17,6 \text{ kg/qcm.}$$

Der belanglose Unterschied in den beiden x -Werten spricht zugunsten unserer Rechnungsweise, da wir damit ein etwas höheres σ_d erhalten.

2. Rechteckige Querschnitte.

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - \frac{b}{2 \cdot \varepsilon} \cdot v^2 - n \cdot f_e (v - a) = 0, \text{ hieraus}$$

$$x = \frac{-c_1 + \sqrt{c_1^2 + 4(\varepsilon - 1)z}}{2(\varepsilon - 1)} \dots \dots \dots 21)$$

⁶⁾ Wien 1912. Verlag vorm. R. v. Waldheim.

Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zur Betonbereitung.



In No. 10 unserer „Mitteilungen“ haben wir Untersuchungen besprochen, die vom kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde bezüglich der Eignung von Hochofenschlacken zur Betonbereitung in amtlichem Auftrage ausgeführt worden sind, und haben ferner darauf hingewiesen, daß für die Lieferung von Hochofenschlacken vom „Verein Deutscher Eisenhüttenleute“ Richtlinien in Aussicht gestellt seien.

Wie wir einer Veröffentlichung der Zeitschrift „Stahl und Eisen“ Jahrgang 1917 No. 23 entnehmen, sind diese Richtlinien von dem vom preuß. Minister der öffentl. Arbeiten s. Zt. für diese Frage eingesetzten gemischten Ausschuß auch genehmigt worden, und bereits unter dem 23. April d. J. hat der Minister durch einen, anscheinend bisher noch nicht an anderer Stelle veröffentlichten Erlaß die ihm nachgeordneten Dienststellen angewiesen, diese Richtlinien bei Beschaffung von Hochofenschlacken zu Betonzwecken zu berücksichtigen und nach 3 Jahren über die damit gemachten Erfahrungen zu berichten. In dem Erlaß heißt es: „Ein einwandfreies Mittel, beständige Hochofenschlacke von solcher, die zum Zerfall neigt, ohne weiteres zu unterscheiden, hat sich noch nicht gefunden. Immerhin sind die Leitungen der Hüttenwerke in der Lage, durch Scheidung der geeignet erscheinenden Schlacke von ungeeigneter und

$$\left. \begin{aligned} c &= 2(h + n \cdot \mu' \cdot \varepsilon) \\ z &= h^2 + 2n \cdot \mu' \cdot h_0 \cdot \varepsilon \\ \mu' &= f_e : b \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 22)$$

Damit sich nun die Tafel auch für diesen Fall ohne weiteres eignet, berechnen wir wie oben die Verschiebungszahl und erhalten $x = 7,8 \cdot \varphi \cdot h \dots \dots \dots 23)$

$$\sigma_z = \frac{m}{\mu \cdot \varepsilon + 7,8 \cdot r} \dots \dots \dots 24)$$

φ und r sind wiederum die Tafel-Ablesungen.

Beispiel 9. Gesucht σ_z und x .

Rechteckiger Plattenquerschnitt $b = 100$, $h = 20$, $h_0 = 18 \text{ cm}$, $f_e = 15,6$, $n = 20$, $\varepsilon = 2,5$, $M = 2,43 \text{ tm}$, $\gamma = 0,9$, also $i = 1,0$. Nach Formeln 22: $\mu' = 0,156$; $c = 2(20 + 20 \cdot 0,156 \cdot 2,5) = 55,6$; $z = 20^2 + 40 \cdot 0,156 \cdot 18 \cdot 2,5 = 681$ und aus Gl. 21

$$x = \frac{-55,6 + \sqrt{55,6^2 + 6 \cdot 681}}{3} = 9,7 \text{ cm. Folglich}$$

$$v = 10,3 \text{ cm, } h_0 - x = 8,3 \text{ cm,}$$

$$\sigma_d = \frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b}{3 \cdot \varepsilon} \cdot v^3 + n \cdot f_e (v - a)^2$$

$$\sigma_d = \frac{243\,000 \cdot 9,7}{\frac{100}{3} \cdot 9,7^3 + \frac{100}{7,5} \cdot 10,3^3 + 20 \cdot 15,6 \cdot 8,3^2} = 35,5,$$

$$\sigma_z = \sigma_d \frac{v}{x \cdot \varepsilon} = \frac{35,5 \cdot 10,3}{9,7 \cdot 2,5} = 15,1 \text{ kg/qcm.}$$

Nach unserem Verfahren finden wir dagegen mit

$$m = \frac{243\,000}{0,58 \cdot 100 \cdot 20^2} = 10,5, \quad \mu = \frac{20 \cdot 15,6}{100 \cdot 20} = 0,156$$

aus der Tafel $r = 0,2585$ und $\varphi = 0,554$, daher nach Gl. 24

$$\sigma_z = \frac{10,5}{0,156 \cdot 2,5 + 7,8 \cdot 0,2585} = 15,2 \text{ kg/qcm,}$$

nach Gl. 23 $x = 7,8 \cdot 0,554 \cdot 20 = 9,7 \text{ cm.}$

Gesucht f_e .

Handelt es sich wie in Beispiel 4 und 7 um die Berechnung von f_e für ein gegebenes σ_z und ε , so können die Formeln 8, 9 und 13 unverändert beibehalten werden. Gleichung 7 hingegen ist mit dem Verschiebungswert 0,835, Gleichung 12 mit 0,885 zu multiplizieren. Das gesuchte μ wird der Tafel entnommen.

Schließlich sei noch auf das Buch von Prof. K. Allitsch: „Eisenbeton-Schaulinien für eine unmittelbare Dimensionierung einfach und ideal bewehrter Tragkonstruktionen“⁶⁾ aufmerksam gemacht, eine interessante Arbeit auf völlig anderer Grundlage. Die beigegebenen 6 Tafeln für verschiedene Beton-Mischungsverhältnisse beziehen sich auf $n = 15$, $\varepsilon = 2,5$ und $M = 1/8 \text{ q l}^2$. Die Rippenbreiten der Plattenbalken von $\beta = \delta = 0,20$ können unmittelbar abgelesen werden, während die Bewehrung in Hundertteilen von $b \cdot h_0$ gegeben ist. —

durch Ueberwachung des Abkühlungsvorganges einen Einfluß auf die Güte der zu Bauzwecken abzugebenden Schlacke auszuüben. Dies kommt in den „Richtlinien“ zum Ausdruck.“ Aus dem Erlaß geht ferner hervor, daß eine vom Minister in größerem Maßstabe veranstaltete Rundfrage über die Bewehrung von Hochofenschlacke bei Betonbauten ein gutes Ergebnis gezeitigt hat.

Der Wortlaut der „Richtlinien“ für die Lieferung von Hochofenschlacke zur Verwendung bei der Betonbereitung ist folgender:

Begriffsbestimmung.

Eisenhochofenschlacken fallen als Nebenerzeugnis bei der Eisengewinnung. Sie sind nicht zu verwechseln mit den Verbrennungsrückständen der Kohle, den Kessel- und Herdschlacken sowie der Lokomotivlöschs. Ebensowenig sind die bei der Gewinnung von Zinn, Zink und Kupfer fallenden Schlacken als Hochofenschlacken zu bezeichnen. Aber auch die bei der Verfeinerung des Roheisens, der Bereitung von Fluß- und Schweißeisen entstehenden Schlacken, z. B. die Puddel-, Bessemer- und Thomasschlacken, fallen nicht unter den Begriff „Hochofenschlacke“. Diese entsteht nur beim Erblasen des Roheisens.

Bei den folgenden Richtlinien handelt es sich nur um die Verwendung von Block-, Stück- oder Klotzschlacke,

nicht um die von gekörnter (granulierter) Hochofenschlacke, sogenanntem Schlackensand.

Richtlinien.

1. Um ein Material gleichmäßiger Beschaffenheit zu erhalten, ist es empfehlenswert, daß die Hochofenwerke gemäß ihren Erfahrungen über die Beständigkeit ihrer Schlacke eine Trennung der geeigneten von der ungeeigneten vornehmen, und zwar noch bevor die Schlacke vom Hochofen auf die Halde gebracht wird. Rohgangsschlacke ist auszuscheiden.

Seitens der Werksleitung ist auch der Weiterbehandlung der Schlacke auf Grund der nachstehenden Gesichtspunkte Aufmerksamkeit zu schenken.

2. Die thermische Behandlung (Wärmebehandlung) ist von größter Bedeutung für die Haltbarkeit der Schlacke. Es darf vor allem nur völlig erkaltete Schlacke verarbeitet werden. Die Art der Abkühlung frisch gefallener Schlacke, sei es durch Ausgießen in Schichten oder durch Erkalten in Blöcken, sowie die Dauer der Lagerung vor der Verarbeitung ist vom Werk auf Grund seiner Erfahrungen festzusetzen.

3. Der Abbau alter Schlackenhalde muß im Steinbruch-Betrieb, die Verarbeitung auf Steinbrecher und Siebtrommel geschehen; dabei ist das Material mit der Gabel derart auf den Steinbrecher aufzugeben, daß die durch die Gabel fallenden Teile nicht mit in den Steinbrecher gelangen.

Wenn alte Halde während des Abbaues überschüttet werden müssen, so ist bei der Aufarbeitung die frisch geschüttete Schlacke nicht zu benutzen.

4. Der Abnehmer ist berechtigt, aber nicht verpflichtet, sich von dem Vorhandensein zweckentsprechender Einrichtungen oder Maßnahmen zu überzeugen.

5. Im übrigen gelten dieselben Lieferungsvorschriften wie für Kies, Kleinschlag und Schotter aus Naturgestein, besonders auch bezüglich der Prüfung auf Wetterbeständigkeit. Das Prüfungsverfahren ist zu vereinbaren.

Zu diesen Richtlinien werden in der genannten Zeitschrift noch einige Erläuterungen gegeben, aus denen wir entnehmen, daß ursprünglich die Absicht bestand, „Lieferungsbedingungen“ für Stückschlacke aufzustellen, daß man diese aber hat fallen lassen müssen, weil die Behandlung der Hochofenschlacke auf den verschiedenen Werken stark von einander abweicht und infolge der abweichenden chemischen Zusammensetzung der Schlacke und der verschiedenen örtlichen Verhältnisse auch nicht einheitlich gestaltet werden kann. Durch die „Richtlinien“, in denen nur die wichtigsten Punkte hervorgehoben sind, die beachtet werden müssen, um mit einiger Sicherheit geeignete Schlacke zu

erhalten, werden die Werke allerdings nicht gebunden, ihre Beachtung liegt aber in ihrem eigensten Interesse, um bei Bewährung derselben eine Aufhebung der jetzt für die Verwendung von Hochofenschlacke bestehenden behördlichen Einschränkungen zu erreichen.

Zu den in den Richtlinien gebrauchten Fachausdrücken sei bemerkt, daß die Block-, Stück- oder Klotzschlacke durch Ausgießen der flüssigen Schlacke in eiserne Wagen oder Kübel, die dann auf der Halde ausgestürzt werden, oder durch Einlassen in Gießbetten oder Aufgeben auf Transportbänder entsteht, während die granulierten Schlacke durch feinkörnige Zerteilung der flüssigen Schlacke mit Hilfe von Wasser, Dampf, Luft gewonnen wird. Nur die erstere soll als Zuschlag zum Beton verwendet werden (die andere kann unt. Umst. als Sandersatz bei der Mörtelbereitung Verwendung finden). Unter „Rohgang“ versteht man Betriebsstörungen im Hochofenbetrieb. Die dabei anfallende Schlacke ist von vornherein als ungeeignet auszuscheiden. Ebenso ist diejenige Schlacke gleich auszusondern, die nach Meinung des Hochofen-Betriebsleiters voraussichtlich später zerfallen wird.

Die Verarbeitung, d. h. Zerkleinerung der Schlacke darf erst nach völligem Erkalten auch im Inneren erfolgen, weil dann erst der Zerrieselungsvorgang einsetzt, wenn die Schlacke überhaupt zum Zerfall neigt. Andere Schlacken zerfallen erst nach längerer Dauer, sind daher so lange durch das Werk zu beobachten, was im Allg. 2—6 Wochen in Anspruch nehmen kann. Frische Schlacke darf während des Abbaues alter Schlackenhalde nicht derart über diese geschüttet werden, daß eine Vermischung der alten, abgelagerten und der frischen Schlacke entsteht, weil die frische Schlacke noch zum Zerfall neigen kann, während die alte den Prozeß bereits beendet hat. Das Material ist mit der Gabel in den Steinbrecher aufzugeben, um das ganz feine Material fern zu halten. Eine Kontrolle des bei der Schlackenbearbeitung angewendeten Verfahrens durch den Abnehmer wird durch die Richtlinien nicht vorgeschrieben, da die Verantwortung den Werken verbleiben muß, wohl aber soll ihnen ein entsprechendes Recht zustehen.

Werden die Richtlinien von den Werken sorgfältig beachtet, so darf erwartet werden, daß der Hochofenschlacke im Betonbau mit der Zeit ein weiteres Absatzgebiet geschaffen wird, was im allgemeinen volkswirtschaftlichen Interesse nur erwünscht sein kann. Nach den Ausführungen, die im „Deutschen Beton-Verein“ gemacht worden sind, verlangen die Betonbauer aber auch gewisse Garantien der Werke.

Vermischtes.

Neue Lösung des Erddruckproblems. Zu den Ausführungen des Hrn. Dr.-Ing. Färber in der No. 10 d. J. dieser Mitteilungen bemerke ich folgendes:

Weshalb die von mir gelieferten Ergänzungen zu der ersten Veröffentlichung des Hrn. Dr. Färber den Kern der Sache nicht treffen sollen, ist mir aus folgenden Gründen nicht recht verständlich:

1. Mein Beweis der neuen Erddrucktheorie ist so einfach und klar, daß es hierüber keiner weiteren Worte bedarf.

2. Die Abbildung 2 meiner Ergänzung muß selbstverständlich mit verschiedenen Kurven arbeiten, weil ich abweichend von Hrn. Dr. Färber auch die Reibung zwischen Erde und Stützwand berücksichtige. Hr. Dr. Färber wird doch wohl nicht behaupten, daß diese Reibung ohne Einfluß auf die Größe und Richtung des Erddruckes ist. Meine Ergänzung erlaubt die Berücksichtigung dieses Umstandes in einfacher Weise.

3. Die Wasserdrukkurve bildet den Grenzfall für einen Böschungswinkel von 0° und liefert selbstverständlich als Druck den Wert $W = \gamma \frac{h^2}{2}$. Ich kann daher nicht recht ein-

sehen, weshalb die Erwähnung dieses Umstandes zu Bemängelungen Veranlassung gegeben hat. Die Gewichtskurve selbst hat natürlich mit Böschungswinkel bzw. Reibungswinkel nichts zu tun. Sie dient aber im Zusammenhang mit letzteren zur Ermittlung des Erd- bzw. Wasserdrukkes, weshalb eine Erwähnung des letzteren, als des Grenzfalles erforderlich war.

4. Der von mir erwähnte interne Anwendungsfall weist genau die Färber'sche Theorie auf und rührt von einer Stettiner Bauverwaltung her. Das Original steht Hrn. Dr. Färber zur Einsichtnahme gern zur Verfügung.

Es ist daher wohl verständlich, wenn ich Zweifel in die absolute Neuheit der Theorie setzte.

Dr.-Ing. Paul Müller in Dortmund.

Literatur.

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von C. Kersten, Ob.-Ing. und Oberlehrer a. D. Teil II. Anwendungen im Hoch- und Tief-

bau. Mit Anhang: Erläuterungen zu den neuen Beton- und Eisenbeton-Bestimmungen v. J. 1916. 8^o, 268 S. Text mit 573 Text-Abb. 8. umgearbeitete Auflage. Berlin 1917. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. kart. 5,40 M. —

Das in mäßigem Umfang gehaltene und doch bei knapper, klarer Darstellung einen reichen Stoff bietende Werk hat sich, von einem Fachmann geschrieben, dem in gleichem Maße die Bedürfnisse des Mittelschul-Unterrichtes wie der Praxis bekannt sind, seit seinem erstmaligen Erscheinen vor etwa 10 Jahren bei stetiger Verbesserung in seinen verschiedenen Auflagen einen großen Kreis von Abnehmern und Freunden erworben. In 2 Teile gegliedert, umfaßt der 1. Teil die Ausführung und Berechnung der Grundformen. Er erschien in 10. Aufl. 1915 kurz vor der Herausgabe der neuen deutschen Bestimmungen für Eisenbeton. Der 2. Teil umfaßt das Gebiet der Anwendungen im Hoch- und Tiefbau (mit Ausnahme des Brückenbaues, dem der Verfasser eine besonderes Werk gewidmet hat). Die im Jahre 1913 erschienene 7. Aufl. dieses Teiles kam einer vollständigen Neubearbeitung gleich. In der vorliegenden 8. Auflage sind die praktischen Angaben über die Anwendungen im Hoch- und Tiefbau daher unverändert geblieben, der Abschnitt über durchgerechnete Beispiele ist etwas beschnitten worden und dafür hat Verfasser einen größeren neuen Abschnitt eingefügt, der Erläuterungen gibt zu den neuen Beton- und Eisenbeton-Bestimmungen von 1916. Es werden die Abweichungen gegenüber den bisherigen Vorschriften hervorgehoben, Begründungen gegeben, wo solche nötig erscheinen und Hinweise auf Versuche und Erfahrungen, auf die sich die neuen Vorschriften stützen. Dadurch, daß Bezug genommen wird auf die Zahlen der betr. Seiten des Teiles I, auf denen derselbe Gegenstand behandelt ist, bildet dieser Abschnitt auch eine wertvolle Ergänzung zu diesem Teil. — Fr. E.

Inhalt: Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. (Schluß.) — Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. — Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zur Betonbereitung. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



14. Jahrgang 1917.

№ 14.

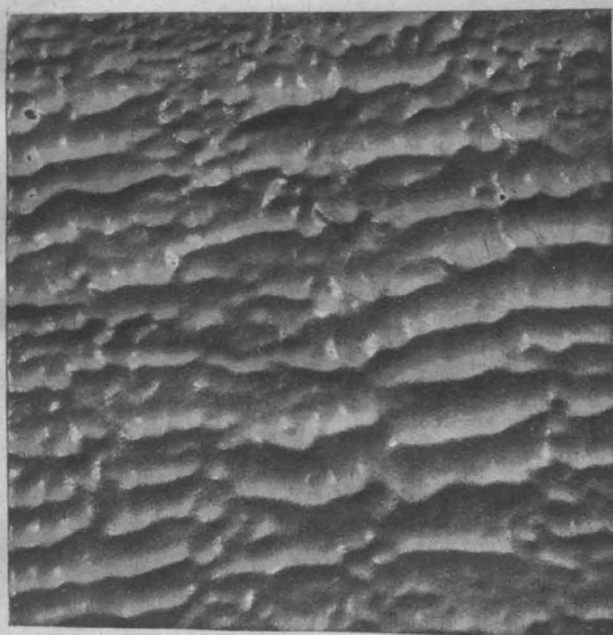
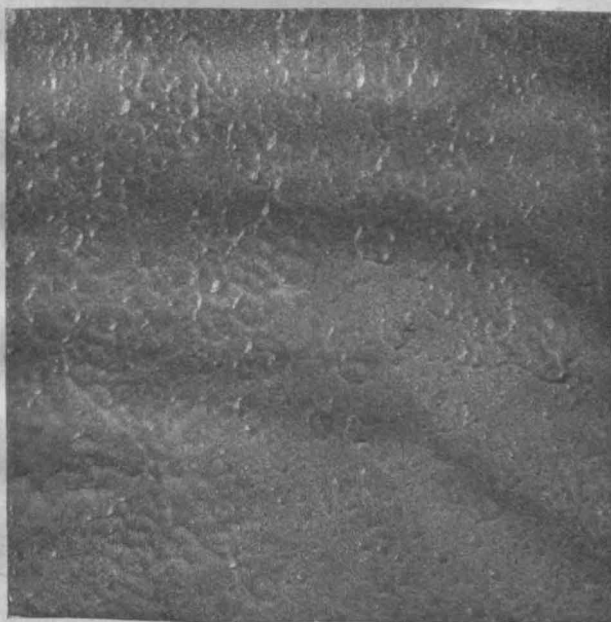
Kaltglasuren auf Kunststein.

Die Oberflächen-Behandlung des Betons ist ein Gebiet, das noch weiterer Ausbildung fähig ist. Die ersten Kunststeinbauten konnten namentlich mit Rücksicht auf die kalte graue Farbe, die reiner Zementbeton ihnen verleiht, in ästhetischer Beziehung nicht voll befriedigen. Durch Beimischung von Farben suchte man diesem Uebelstand zunächst zu begegnen. Nur mineralische Farben sind dazu benutzbar, die von den Alkalien des Portland-Zementes nicht angegriffen werden. Sie beeinflussen aber fast sämtlich die Festigkeit des Betons im ungünstigen Sinn, dürfen daher nur in bestimmten Verhältnissen zugesetzt werden. Nicht alle sind wetterbeständig und die Oberfläche des Kunststeines bleibt durchlässig, wenn sie nicht eine besondere Behandlung erfährt. Bei Dachziegeln, Fliesen, Wandbekleidungen und sonstigen Zementwaren wird das Verfahren auch heute noch angewendet; die Farben wirken aber im Allgemeinen stumpf, es fehlt ihnen die Leuchtkraft, der Glanz.

Statt des Farbzusatzes ist man dann später für den eigentlichen Kunststein zu Beimischungen von natürlichem

Steinmehl übergegangen und hat damit in Verbindung mit entsprechender steinmetzmäßiger Bearbeitung der Oberflächen Wirkungen erzielt, die vollständig dem natürlichen Steinmaterial gleich kommen. Ist das Naturgestein politurfähig, so wird es auch der Kunststein, und man kann derartigen Erzeugnissen eine wetterbeständige Hochglanz-Politur verleihen, deren Herstellung natürlich entsprechend kostspielig ist.

Eine weitere Bereicherung der Oberflächen-Behandlung besteht in der Einlegung farbiger Tonfliesen, Mosaikstifte usw. Es gibt bereits eine Reihe von Betonbauten, bei denen auf diesem Wege hervorragende Wirkungen erzielt worden sind. Diesen verschiedenen Methoden der Oberflächen-Behandlung reiht sich nun als eine weitere Neuerung die Kaltglasur an, nachdem es nach längeren Bemühungen gelungen ist, ein Verfahren zu entwickeln, das die Bildung einer schönfarbigen, hochglänzenden, wetterbeständigen Glasur auf Kunststein-Oberflächen und überhaupt auf allen Stoffen, mit denen Zement eine Haftverbindung eingeht, ermöglicht. Man hat nach einem solchen Verfahren schon gestrebt, als es sich nur um Tonwaren handelte. Denn das bisher übliche



Kaltglasur auf Zementfliesen mit verschiedener Oberflächen-Behandlung. Kerament-Glasurverfahren „Friedrich“, Beton-Kunstglasurwerke in Breslau. D.R.P. 298 378. Aufnahmen nach der Natur in $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Verfahren des Aufbrennens der Glasur bietet erhebliche Schwierigkeiten, das wiederholte Brennen und Abkühlen verursacht einen hohen Prozentsatz an Ausschub, verteuert also die Ware sehr erheblich; ferner ist die Farbenwirkung der Glasur infolge der beim Brennen auftretenden Farbenveränderung vorher schwer zu bestimmen und vielfach neigt die Glasur nachträglich zu Ribbildung, die die Wetterbeständigkeit beeinträchtigt. Für Kunststein konnte natürlich das Brenn-Verfahren überhaupt nicht in Betracht kommen.

Die ersten Versuche zur Herstellung von Kaltglasuren, die bereits vor einer Reihe von Jahren gemacht worden sind, führten zunächst zu keinem praktischen Ziel. Es wurde zwar ein Verfahren von Weithaler ein deutsches Patent erteilt, D.R.P. 233 096, bei welchem zur Erzeugung eines glasurartig glänzenden Mörtelüberzuges mittels Zerstäubers mit einem Farbzusatz versehenes Zementwasser auf die feuchte Oberfläche des Gegenstandes aufgeblasen und letzterer dann bis zur völligen Erstarrung des Überzuges in feucht-warmer Luft gelagert wird; es wurde auch zur Ausbeutung des Patentes von der Lolat-Eisenbeton A. G. in Breslau in Gemeinschaft mit Karl Friedrich daselbst ein Fabrikbetrieb eingerichtet, die Sache erwies sich aber als ein Fehlschlag. Es war nicht möglich mit dem Verfahren die Herstellung einer Glasur mit einiger Sicherheit zu erreichen.

Der genannte Mitarbeiter bei diesem ersten Unternehmen, Karl Friedrich in Breslau setzte dann die Versuche allein fort und es gelang ihm, mit dem unter D. R. P. 298 378 geschütztem Kerament-Glasurverfahren „Friedrich“ die Schwierigkeit durch Zusatz einer bituminösen Lösung zur Glasurmasse zu überwinden. Der Patentanspruch lautet: „Verfahren zur Herstellung einer Kaltglasur auf Baustoffen, wie Beton, Sandstein, Ton, Mauerwerk durch Aufbringen einer aus feinverteilten abbindefähigen Stoffen bestehenden Glasurmasse, dadurch gekennzeichnet, daß man die Glasurmasse mit einem geringen Zusatz von in Gegenwart von Alkalien oxydierten, von flüchtigen Ölen freien bituminösen Massen, vorzugsweise von sog. Ceresit, enthaltendem Wasser anrührt und in bekannter Weise durch Aufstäuben, Aufstreichen, Aufgießen und dergl. auf die zu glasierenden Stellen des Baustoffes aufträgt.“

Die ausgezeichnete Wirkung und der Glanz der Glasuren in Verbindung mit verschiedener Behandlung der Oberflächenstruktur auf Kunststein ist — wenn auch ohne die Farbenwirkung — aus den 3 Aufnahmen nach der Natur, die wir hier beifügen, klar zu erkennen. Ueber das Verfahren selbst und die Eigenschaften der damit hergestellten Erzeugnisse lassen wir noch einige Angaben folgen, die uns von den „Beton-Kunstglasur-Werken“ in Breslau, Inhaber Karl Friedrich, gemacht werden. Untersuchungen der sächsischen Material-Prüfungs-Anstalt in Dresden und eine größere Zahl von Anerkennungs-schreiben bestätigen verschiedene der Angaben.

Die Glasur kann darnach nicht nur auf neue Betonwaren aufgebracht werden, unmittelbar im Anschluß an die Einstampfung in die Form, sondern auch nachträglich auf früher hergestellte Stücke. Ist im ersteren Fall der Gegenstand mehrfarbig, oder soll er Fabenschattierungen erhalten, so bringt man die verschiedenen Glasurmassen unmittelbar nach einander auf. Die Gegenstände sind dann in einem staubfreien Raum zu lagern, bedürfen aber keiner weiteren besonderen Behandlung als auch sonstige Zementwaren, werden nach ein bis zwei Tagen von der Unterlagsplatte abgenommen und sind im Notfall schon nach 7 Tagen versendungsfähig. Längere Erhärtungszeit ist selbstverständlich wünschenswert und erhöht auch die Widerstandsfähigkeit der Glasur. Ältere Gegenstände, die nachträglich glasiert werden sollen, müssen zunächst sorgfältig gesäubert, u. Umst. mit Sandstrahlgebläse etwas aufgeraut und dann im Wasserbad völlig mit Wasser gesättigt werden; nachdem man das überschüssige Wasser hat abtropfen lassen, werden sie wie vorher angegeben glasiert. Altes Mauerwerk, das einen Glasurüberzug erhalten soll, wird am besten dazu mit neuem Verputz versehen.

Zur Anfertigung und Aufbringung der Glasurmasse sind große maschinelle Einrichtungen nicht erforderlich. Man bedarf eines Kompressors von 3–5 Atm. Druck, mit dem man gleichzeitig auch Betonstampfer betreiben kann, zum Aufbringen der Glasur. Eines Exhaustors zur Entlüftung, verschiedener Blasdüsen und kleinerer Handwerks-

zeuge. Die Einrichtung kann bei Anwendung von Preßluft in Stahlflaschen auch von Ort zu Ort gebracht werden. Der Verbrauch von Glasurmasse ist nach Angabe der Firma sehr gering, rd. 850 g auf 1 qm glatte Zementplatte, und 1 Arbeiter soll im Stande sein innerhalb 3 Minuten 1 qm Betonfläche zu glasieren, sodaß Materialkosten und Arbeitslöhne niedrig ausfallen.

Nach dem neuen Verfahren soll durch das erwähnte Zusatzmittel den schädlichen alkalischen Ausschwitzungen des Betons mit Sicherheit begegnet werden, sodaß der Glasurglanz auf alle Fälle bei sachgemäßer Behandlung eintritt. Die Oberfläche wird dicht, ist abwaschbar, was für viele Zwecke von besonderem Wert ist, und soll hitze-, frost- und wetterbeständig sein. Acht Stück glasierte Zementplatten von 10 mm Dicke, 15 cm im Quadrat Fläche, wurden im Alter von etwa 4 Monaten von der kgl. sächs. mechan. technischen Versuchs-Anstalt in Dresden im Jahre 1916 abwechselnd 13 mal 20 Stunden lang dem Frost ausgesetzt und in Wasser von 15–20° Cel. etwa 4 Stunden lang wieder aufgetaut. Die Platten blieben bis zum Schluß der 12 maligen Gefrierperiode sämtlich ganz frei von Rissen und Abblätterungen. Nur bei einigen zeigten sich dann solche nach Schluß der 13. Gefrierperiode. Bei einer Wasserdrukprobe derselben Versuchsanstalt sollen die Platten auch bei 23 Atm. Druck noch keinerlei Veränderung gezeigt haben. Nach Versuchen des Werkes selbst wurden Platten mit dieser Glasur auch einer je 3-stündigen Koch-, Darr-, Glühprobe unterworfen. Der Glasurglanz blieb dabei bestehen, nur bei 3-stündiger Erhitzung auf 140–150° Cel. zeigten sich kleine, mit dem bloßen Auge aber nicht wahrnehmbare Haarrisse, die sich jedoch beim Abschrecken der Platte im Wasser nicht vergrößerten. Der Glasurglanz war etwas matter geworden. Ferner wurden die Platten mit Säuren, Alkalien, Alkohol und Öl behandelt. Konzentrierte Salz-, Salpeter- und Flußsäure, die man 15 Minuten lang auf einen Teil der Plattenoberfläche einwirken ließ, zerstörten Glasurglanz und Farbe, griffen auch die Glasur naturgemäß stark an, ohne sie jedoch völlig zu vernichten. Konzentrierte Schwefelsäure vernichtete nur den Glanz. Farbe und Glasur blieben erhalten. Dasselbe gilt vom Ammoniak. Aetznatron und Alkohol zeigten fast keinen Einfluß auf Glasurmasse und Glanz, Öleinswirkung dämpfte den letzteren.

Bewährt das Verfahren sich auch im längeren praktischen Gebrauch so eröffnen sich damit, namentlich im Zusammenhang mit verschiedenartiger Behandlung der Oberflächen-Struktur des Betons, dem Architekten neue Wege zur ästhetischen Ausgestaltung von Betonbauten im Inneren und Außen.



Kaltglasur auf Zementfliesen. Kerament-Glasur-Verfahren „Friedrich“. D. R. P. 298 378.

Die neuen Kaibauten Gothenburgs.

Ueber die Arbeiten der Kaikommission, welche vom Hafenamt der Stadt Gothenburg in Veranlassung einer an der Stigbergskai-Verlängerung eingetretenen Rutschung berufen worden war, hat die „Deutsche Bauzeitung“ Jahrgang 1916, „Mitteilungen“ No. 20 S. 156 schon be-

Von Prof. Max Möller in Braunschweig.

richtet. Die Zusammensetzung der Kommission, die Ergebnisse ihrer Tagungen im Mai und September 1916 und die Gründe der für den Umbau der Stigbergskai-Verlängerung wie für den Neubau des Zentralhafen-Kais in Vorschlag gebrachten Bauweise — leichter Eisenbeton-Oberbau auf hölzernem Pfahlrost mit vorderer Eisenbeton-Spundwand —

sind dort erörtert. Hier sei nun auf die statischen Untersuchungen näher eingegangen, welche den Vorgang der Rutschung betreffen, und deren Ergebnisse uns veranlaßt haben, die nun in Ausführung begriffene Bauart zu empfehlen.

Die Bodenverhältnisse am Hafengelände Gothenburgs sind sehr ungünstig. Es wurden daher für den Entwurf der Kaibauten ungewöhnlich umfangreiche Untersuchungen erforderlich, welche sich zumal dadurch lehrreich gestalteten, als sie auch die Verhältnisse behandeln, unter welchen die Rutschung an der im Jahre 1915 und Winter 16 im Bau begriffenen Stigbergskai-Verlängerung stattgefunden hat. Der Erdboden bewegte sich bei jenem Vorgange, quer zur Kai-Linie gemessen, bis auf 105 m Erstreckung und bis auf 20 m Tiefe oder noch mehr unter Kai-Oberfläche hinabreichend.

Die umfassenden Vorarbeiten und die auf Wunsch der Kommission während ihrer Tagung vorgenommenen weiteren Untersuchungen sind unter Leitung des Hafenbaudir. Knut Pettersen vom Gothenburger Hafenbauamt ausgeführt worden. Diese und die Arbeiten der Kommission sind in einer Druckschrift „Verhandlungen betreffend die Kaikommission vom Jahre 1916“ vom Hafenamt zusammengefaßt. Meine persönlich angestellten Untersuchungen behandelten

das auch heute noch, mit dem Nachweis, daß die Mittelkraft aus dem aktiven Erddruck und dem Gewicht des Baukörpers, z. B. der Ufermauer, am Fußpunkt einmal keinen zu großen Druck auf den Untergrund bedingt, und weiter, daß ihre Abweichung vom Lot den Reibungs- oder Gleitwinkel nicht ganz erreicht. Geschah vor der Wand die Auswertung des passiven Erddruckes als Gegenkraft, dann führte man oft nur den Nachweis vom Vorhandensein des Gleichgewichtszustandes, d. h. den Nachweis einfacher Sicherheit. In meinen „Erddruck-Tabellen“*) habe ich aber auf S. 122 oben ausgeführt, daß solches nicht genügt. Es ist dort zweifache Sicherheit von mir gefordert. In meinem „Grundriß des Wasserbaues“, Band I,*) wird S. 86 und 88 etwa 1½- bis 2-fache Sicherheit gegen Gleiten von mir verlangt. Sofern genaue Voruntersuchungen über den Gleit- oder Reibungswiderstand des Bodens angestellt sind, darf man sich mit dem kleineren Sicherheitswert begnügen. Dann werden bei großen Bauten die für Voruntersuchungen zu verausgabenden Kosten durch die nun mögliche Herabminderung der Bauaufwendungen mehr als ausgeglichen. Bei kleineren Bauten, für welche kostspielige Belastungsversuche und dergleichen unterbleiben müssen, und bei denen

die Rechnungsgrundlagen dann auf geschätzten Annahmen beruhen, wird man der statischen Untersuchung aber größere Sicherheitswerte zugrunde zu legen haben.

Im Grundbau bedarf es allerdings nicht so großer Sicherheitszahlen wie im Hochbau, weil der aktive Erddruck im Verlauf der Jahre mit fortschreitend festerer Lagerung des Hinterfüllungsbodens gewöhnlich etwas abnimmt, während der passive Erddruck unverändert bleibt oder sogar wächst, vorausgesetzt daß nicht Ausnahmen vorliegen, z. B. durch Wassereinträge oder dergleichen veranlaßt.

Fälle solcher Art sind mir allerdings auch vorgekommen. So erfolgte einmal der Bruch des Bodens eines Wasserbehälters durch Auftrieb nach oben, weil außen im Erdreich der Grundwasserstand infolge eines Bruches des im Erdreich liegenden Wasserleitungsrohres in unvorhergesehener Weise gestiegen war. In einem anderen Fall war die Hinterfüllung einer Kaimauer mit dem wasserhaltigen Boden eines Spülbaggerbetriebes geschehen, daher ein ungewöhnlich hoher aktiver Druck entstand, der die Kaimauer umwarf. Weiter erfolgte der Einsturz eines Fabrikgebäudes, das unweit eines Kanalufers errichtet worden war, als der Kanal durch Baggerung vertieft wurde. Einmal geschah die Hinterfüllung eines Bauwerkes mit nassem Lehm Boden, wiewohl wasserdurchlässig sandig-kiesiger Boden vorgesehen war; das führte am Bauwerk Verdrückungen herbei. Kann derartiges vorkommen, dann bedarf es im Vorwege besonders sorgfältig vorzunehmender Erwägungen, dahin zielend, den Meistbetrag der angreifenden und den Mindestbetrag der widerstehenden Kräfte zu ermitteln, und zudem auch der Wahl eines größeren Sicherheitswertes.

Im vorliegenden Fall, bei den Gothenburger Bauten, wurde für die Stigbergskai-Verlängerung im Entwurf zum Kaibau gegen Gleiten ½-fache Sicherheit erreicht und von der Kommission dieser Wert für genügend erachtet, weil durch das Studium des Vorganges der Rutschung die Beschaffenheit des Bodens genau erkannt worden war. Für den Entwurf zum Zentralhafen-Kai wurde, wie hernach noch näher erörtert wird, 1,5-fache Sicherheit erstrebt. Es galt bei diesen Entwürfen die Untersuchung zumal auch auf die tieferen Bodenschichten auszudehnen; das ist bisher im Grundbau meistens unterblieben, und hat diese Unterlassung zum Auftreten mancher Unfälle im Wasserbau geführt.

3. Die Bodenverhältnisse am Hafengebiet Gothenburgs. Die Götha-Elf ist in ein Felsental gebettet, dessen Hänge steil abfallen. Die Talmulde hat sich aber mit einem weichen feinen Tonboden ausgefüllt, welcher bis zu 60% Volumenteile Wasser enthält und daher einen nur kleinen Reibungs- oder Gleitwinkel besitzt. Im Mittel enthält der Ton 41% Gewichtsteile Wasser; er besitzt ein spezifisches Gewicht von 1,586, während seine Trockensubstanz 2,68 spez. Gewicht zeigt. Am Gelände des Zentralhafens weist die Tonschicht bis 90 m Mächtigkeit auf. Die Möglichkeit, den Fels durch die Gründung zu erreichen, besteht dort also nicht. Wenn ausgetrocknet, nimmt der

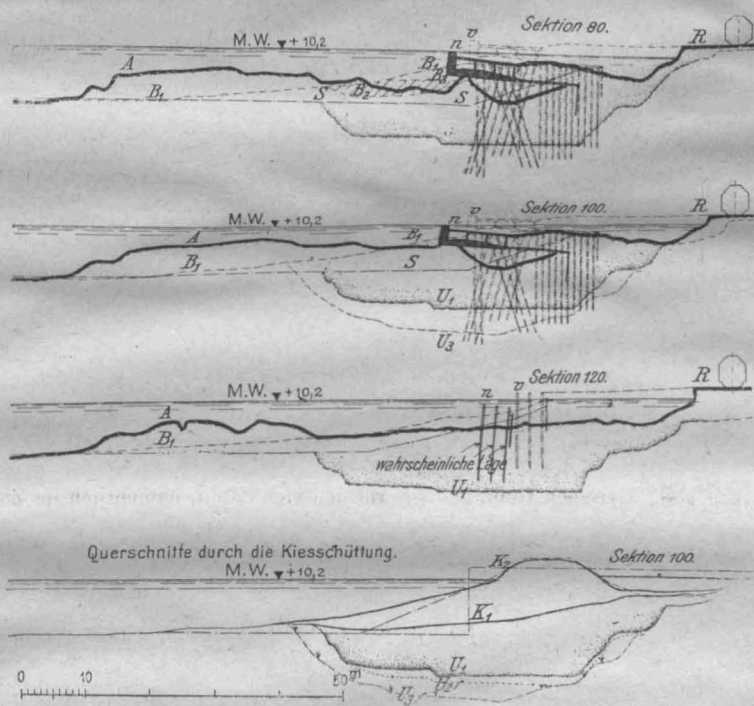


Abbildung 3. Kaiquerschnitte in der Rutschungsstrecke.

Erklärung: A Auftreibung infolge der Rutschung; B₁ erste Ausbaggerungs-Linie; B₂ weitere Ausbaggerung, die Rißbildung R erzeugend; B₃ obere Grenze der Wiederaufschüttung am 3. und 4. März 1916; S geforderte Tiefenlinie der Hafensohle.

K₁ Kiesfüllung vor Rammung der Pfähle Januar 1914; K₂ Kiesfüllung als Drucklast (Druckbank) Januar 1915; U₁ Unterfläche der Kiesschüttung zu Beginn der Füllung; U₂ desgl. nach erfolgtem Setzen März 1915 und U₃ desgl. nach erfolgter Rutschung März 1916 (Ergebnisse der Bohrungen); r Kaikante vor und n nach der Rutschung.

die Aufsuchung der ungünstigsten Gleitflächen, und meine Forderung, die Festsetzung einer bestimmten Sicherheitszahl in Bezug auf die zu erstrebende Gleitsicherheit.

1. Die Bausicherheit. Der geforderte Sicherheitsgrad unserer Bauten ist sehr verschieden. Dort, wo durch die Vergänglichkeit des Baustoffes, durch Unsicherheit in der zu erreichenden Materialfestigkeit, durch die Möglichkeit mangelhafter Ausführung oder eintretender Ueberlastung des Bauwerkes, die Bausicherheit unter das zunächst zu erstrebende Maß sinken kann, rechnet man bei Aufstellung der Standsicherheits-Berechnungen mit großen Sicherheitswerten, z. B. für Betonkonstruktionen für den Beton bis zu 6-facher Sicherheit und bei schlanken Stützen mit noch höheren Zahlenwerten. Bei ruhenden Eisenkonstruktionen begnügt man sich mit 2- bis 4-facher Sicherheit, während im Maschinenbau für sehr schnell laufende Bauglieder mit sehr hohen Sicherheitszahlen zu rechnen ist. Anders liegen die Verhältnisse im Erdbau, da fehlen uns Normen und zwar besonders in Bezug auf die Sicherheit gegen das Kippen und Gleiten.

2. Die Gleitsicherheit im Erdbau. Vor einigen Jahrzehnten begnügte man sich, und meistens tut man

*) Verlag von S. Hirzel in Leipzig.

Ton große Festigkeit an, auch unter Wasser besitzt er einige Festigkeit (Kohäsion), so daß er bei Baggerungen, denen Grenzen mit seiner Kohäsion gerechnet werden kann. Nach Ueberwindung der Festigkeit tritt ein schnelleres Gleiten ein. Derartige Bodenverhältnisse finden sich in dortiger Gegend vielfach; es sei z. B. an die Dammrutschung, die sich nördlich von Jonsered am Aspensee auf der Eisenbahnstrecke Gothenburg—Stockholm ereignete, erinnert.**) Die alten Gleise lagen dort nahe am Ufer des Sees. Neue Gleise sollten auf einem etwa 5,5 m hohen Damm landeinwärts daneben gelegt werden. Die Damm-schüttung war fast vollendet, da versank am 14. Juni 1912 der Damm plötzlich. Hernach befand sich am Ort desselben eine Wassertiefe bis zu 16 m. Die Bodensenkung erstreckte sich landwärts auf 250 m hin, eine Wasserfläche hatte sich dort gebildet, während seewärts der Tonboden bis auf 400 m Abstand emporgetrieben war.

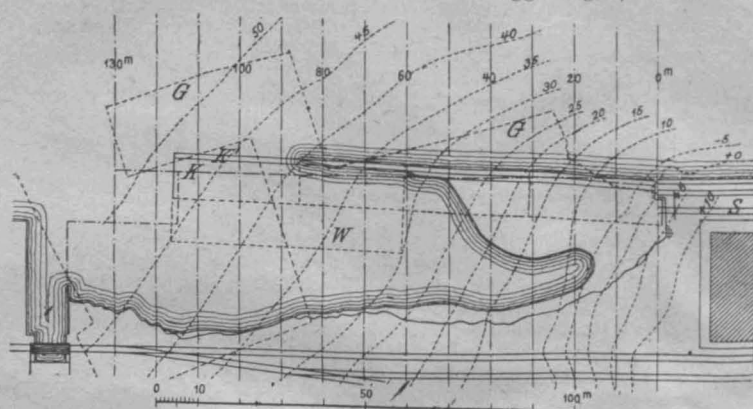


Abbildung 1. Lageplan der Stigbergskai-Verlängerung mit der Rutschung. Erklärung: *G* alte frühere Uferlinie; *K* Kaivorderkante vor und *K'* nach der Rutschung; *s* ältere Strecke des Kais. Der Höhen-Nullpunkt liegt 10,2 m unter Mittelwasser.

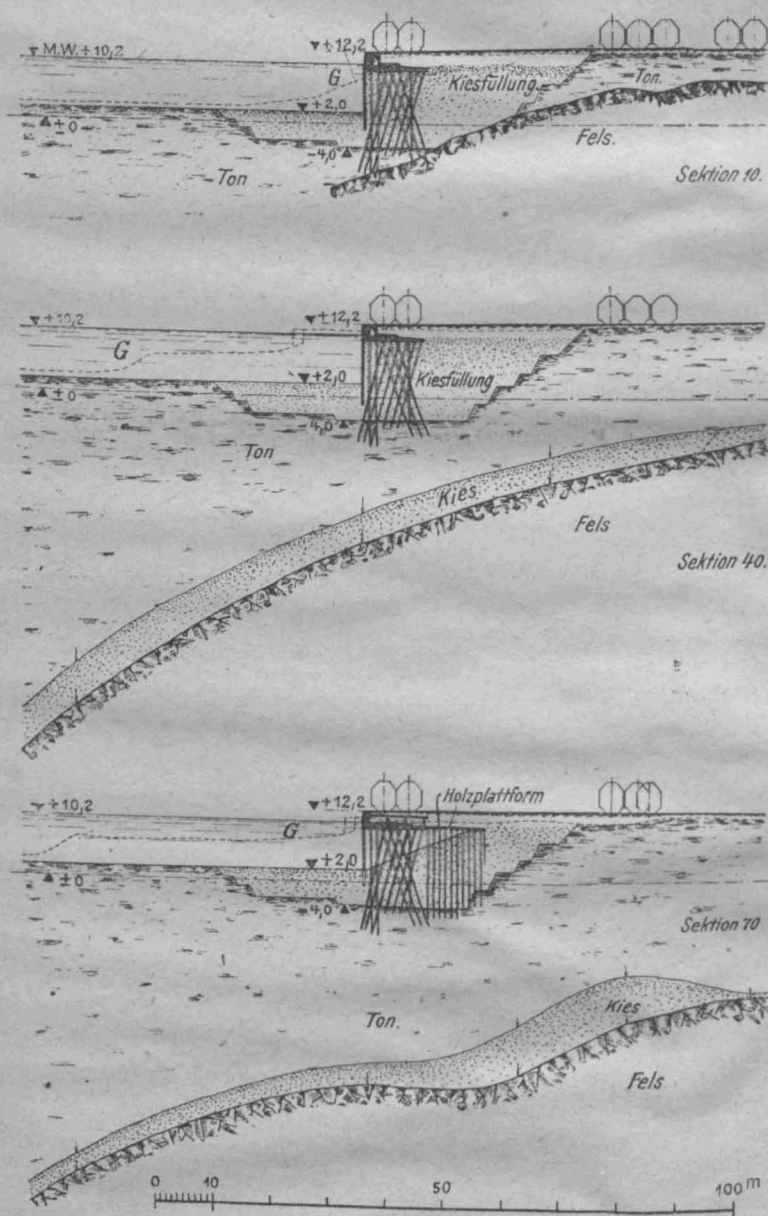


Abbildung 2. Querschnitte durch die Kaianlage nach Plan und tatsächlicher Ausführung.

Erklärung: *G* alte Uferlinie; Sektion 0—10 Gründung bis auf den Fels; Sektion 40 im Entwurf vorgesehener Querschnitt; Sektion 70 verstärkter Querschnitt.

frisch angeschnitten, unter ziemlich steiler Böschung steht. Unter Wirkung einer dauernden Belastung beginnt er aber langsam zu fließen, d. h. zu gleiten, sodaß nur in beschei-

In derartigem Tonboden ist die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle recht gering; sie würden bei mäßiger Last schon recht lang und kostspielig ausfallen. Als wirtschaftlich zweckmäßiger hat sich erwiesen, den Tonboden am Bauort auf einige Meter Tiefe auszuheben und dann durch eine Füllung von sandigem Kies zu ersetzen. Die darin eingerammten Pfähle stehen fest. Für den Kaibau bedingt das Gewicht einer solchen Kiesschicht aber auch einen Nachteil, da es ähnlich wirkt wie die Auflast des vorerwähnten Eisenbahndammes, ein Ausgleiten des unterliegenden Tonbodens nach der Seite des geringsten Widerstandes hin begünstigend. So lagen die Verhältnisse auch bei der Stigbergskai-Verlängerung.

4. Der Kaiquerschnitt der Stigbergskai-Verlängerung. (Abbildn. 1—3). Der Hauptteil des Stigbergskais, am linken Ufer der Götha-Elf, vor 7 Jahren erbaut, ist in längerer Erstreckung aus Fels gesprengt. Nur auf kleiner Länge tritt das Gebirge landwärts zurück, wo dann Pfahlgründungen angewendet worden sind.

Die Stigbergskai-Verlängerung schließt sich flußabwärts an jene Kaistrecke; an ihr ist im Jahre 1915 und Winter 1916 gebaut worden. Die Felsoberfläche liegt im Anschlußpunkt an den älteren Kai, Station 0, auf Ordinate 0, das ist 10,2 m unter Mittelwasser. Gegen das westliche Ende dieser Kaistrecke fällt der Fels um 48 m ab (siehe die Höhenlinien des Lageplanes, Abbildung 1). Auf dieser abschüssigen Fläche lagert eine Kiesschicht und darüber der weiche Tonboden. Am Bauort der Kaimauer wurde dieser Boden bis auf -4 fortgebaggert und in dem Umfang, wie Abbildung 2 das zeigt, durch eine Füllung aus sandigem Kies ersetzt, welche unmittelbar vor der Mauer 6 m Mächtigkeit nach Vollendung der Anlage besitzen sollte. Dahinein sind die Pfähle des hölzernen Rostes gerammt, welcher eine niedrige Kaimauer, in Eisenbeton hergestellt, zu tragen hatte (siehe Abbildung 2, Sekt. 10 und 40). Um Setzungen, welche bei der Belastung des Tonbodens eintreten müssen, vorweg zu erzeugen, wurde der Kies über die zukünftige Geländehöhe emporreichend, so hoch geschüttet, daß dies Kiesgewicht auch die Gewichte des Kaibaues und seiner Nutzlast ersetzte (siehe Abbildung 3, Sekt. 100). Man nennt das in Schweden eine „Druckbank“, die hinterdrein zum Teil wieder abgetragen wird. (Siehe unten in Abbildung 3 die Reihenfolge der Schütthöhen K_1 und K_2 .)

Bei und nach Ausführung dieser Schüttung zeigten sich aber westwärts, wo die Ton-schicht eine größere Mächtigkeit besitzt, erhebliche Setzungen (siehe U_2), welche das Hafenbauamt veranlaßten, auf der weiteren Strecke stromab den Kaiquerschnitt zu ändern, indem hier die in Abbildung 2, Sekt. 70, dargestellte Bauweise mit Hohlräumen weniger belastet als die zuerst gewählte Ausführ-

**) Siehe darüber in der Teknisk Tidskrift, Stockholm, die Jahrgänge 1912, 1913 und 1914.

rungsart mit voller Hinterfüllung, diese bis zur Spundwand an der Kaivorderfläche reichend. Der hintere Teil des nun entstehenden Hohlraumes wurde durch eine besondere Holzplattform überdeckt. Diese bauliche Aenderung gelangte in der geplanten Weise aber nicht völlig zur Durchführung. Der Kies war schon geschüttet, als die Pfähle gerammt wurden, und ließ derselbe sich nachher nur in dem Umfang wieder fortnehmen, wie die Querschnitte Abbildung 3. Sektion 80 und 100 das zeigen.

5. Die Rutschung an der Stigbergskai-Verlängerung.***) Gegen Ende Februar 1916 war der Kai bis Sekt. 100 vollendet und fast fertig hinterfüllt. Vor dem Kai wurde, um die erforderliche Wassertiefe herzustellen, nun gebaggert. Nachdem die Austiefung von der Linie B_1 (siehe Abbildung 3, Sektion 80) auf B_2 vorgenommen worden war, entstand im Hinterfüllungsboden, am 25. Februar zuerst beobachtet, ein feiner Riß R , welcher sich bald bis an das Kaiende verlängerte. Dieser Riß begann in Stat. 0 unmittelbar am Kai, verlief aber in 32 und östlich bis in 38 m Entfernung, landwärts von der Kaivorderkante gemessen. Um der also beginnenden Bodenbewegung Einhalt zu bieten, ist am 3. und 4. März 1916 die zwischen den Linien B_1 und B_2 schraffiert angedeutete Kiesmasse wieder eingefüllt worden. Dieser Versuch blieb aber erfolglos.

Am 1. März 1916 betrug die wagrechte Verschiebung

der Mauer in Sekt. 90 schon 5 cm, während eine Senkung der Mauer erst am folgenden Tage begann. Am 4. März erreichte die wagrechte Verschiebung 23, die Senkung 10 cm. Dann trat am 5. März kurz vor 8 Uhr früh die eigentliche Rutschung ein. Dabei verschob sich in Sekt. 100 die Kaivorderkante nach rechts um gut 4 m, während sie sich um 1,9 m senkte. Vor der Mauer wurde zugleich die Hafensohle bis auf 60 m, in Sektion 100 bis auf 65 m Entfernung hin gehoben, und das im Meistbetrage in Sektion 100 um 5 m und in 50 m Abstand von der Kaivorderkante ursprünglicher Lage (siehe darüber die Abbildung 3, Sekt. 80 bis 120). In den stromauf belegenen Sektionen war die Rutschbewegung geringer und am Ort des Anschlusses an den alten Bau fast Null. Hier, wo die Pfähle der neuen Mauer den Fels erreichten, hat der Kai in der Hauptsache nur die eintretende Drehbewegung der ganzen Strecke oder Schwenkung um eine lotrechte Achse mitgemacht.

Der zuerst bemerkte Riß entsprach dem hinteren Ende der Rutschfläche. Hier bildete die Geländeoberfläche hernach eine Stufe, deren Randböschung eine Neigung von 1:1½ bis 1:½ annahm. Dabei senkte sich unweit der Rutschgrenze der Boden im Meistbetrage um etwa 5 m. — (Schluß folgt.)

*** Siehe auch: Kajraset i Göteborg von Leutnant Knut Pettersson u. Ing. Sven Hultin, Teknisk Tidschrift 1916, Heft 30 u. 31.

Faustformeln zur Berechnung der größten Zusatzmomente in statisch unbestimmten Bogenträgern.

Von Dr.-Ing. Gilbrin, Oberkassel (Siegrk.).



n Folgendem seien einige Formeln wiedergegeben, welche zur raschen Ermittlung der infolge von Störungen in statisch unbestimmten Bogenträgern und Gewölben hervorgerufenen Zusatzmomente dienen können. Sie wurden von mir gelegentlich der Berechnung des symmetrischen, kreisbogenförmigen statisch unbestimmten Bogenträgers von unveränderlichem Querschnitt aufgestellt, derart, daß ihre Ergebnisse mit den genauen Werten der Zusatzmomente für kleine Pfeilverhältnisse (l/f bis $1/14$) fast genau übereinstimmen; die größte Abweichung beträgt nur etwa 2%. Bei größeren Pfeilverhältnissen (l/f bis $1/3$), wo zudem die Nebenspannungen an Bedeutung verlieren, ist die Uebereinstimmung für praktische Verhältnisse immer noch gut, da die Abweichungen noch unter 10% bleiben.

Die Formeln sind aufgestellt für die 3 Arten statisch unbestimmter Bogenträger: 1. Den eingespannten Bogen, 2. den Zweigelenkbogen und 3. den Eingelenkbogen.

Es bezeichne: l die Stützweite des Bogens, Δl die ideelle Aenderung (positiv, Verkürzung) der Stützweite infolge von Störungen, f die Pfeilhöhe des Bogens, ΔM_s das Zusatzmoment im Scheitel, ΔM_k das Zusatzmoment im Kämpfer.

1. Der eingespannte Bogen.

$$\text{Scheitelmoment } \Delta M_s = 4,0 \left(\frac{l}{f} - 1 \right) \cdot \frac{\Delta l \cdot EJ}{l^2} \quad (1)$$

$$\text{Kämpfermoment } \Delta M_k = -7,95 \left(\frac{l}{f} - 1 \right) \cdot \frac{\Delta l \cdot EJ}{l^2} \quad (2)$$

2. Der Zweigelenkbogen.

$$\text{Scheitelmoment } \Delta M_s = 2,1 \left(\frac{l}{f} - 1 \right) \cdot \frac{\Delta l \cdot EJ}{l^2} \quad (3)$$

3. Der Eingelenkbogen.

$$\text{Kämpfermoment } \Delta M_k = -5,3 \left(\frac{l}{f} - 1 \right) \cdot \frac{\Delta l \cdot EJ}{l^2} \quad (4)$$

Die Gleichungen 1—4 können bei überschläglichen statischen Berechnungen von Bogenträgern, auch wenn deren Achse kein Kreisbogen und deren Trägheitsmoment nicht unveränderlich ist, als Faustformeln benutzt werden und liefern bei entsprechender Wahl des mittleren Trägheitsmomentes brauchbare Ergebnisse. Dabei ist jedoch zu beachten, daß bei eingespannten Bogen mit nach den Kämpfern hin stark zunehmendem Trägheitsmoment die entsprechenden Formeln 1 und 2 zu kleine Werte für das Kämpfermoment, zu große für das Scheitelmoment liefern.

Der Wert Δl , der als ideelle Verkürzung der Stützweite bezeichnet wurde, setzt sich zusammen aus den Anteilen folgender Störungsursachen: 1. Ausweichen der Widerlager, 2. Wärmeabnahme, 3. Schwinden des Baustoffes, 4. Zusammenrückung des Bogens durch die Längskräfte.

Somit ist $\Delta l = \Delta l_w + \Delta l_t + \Delta l_s + \Delta l_n \dots \dots \dots (5)$ worin $\Delta l_t = \epsilon t \cdot l$ und $\Delta l_s = c \cdot l$ wenn c das Schwindmaß bezeichnet. Für den Anteil der Zusammenrückung des Bogens an der ideellen Verkürzung der Stützweite läßt sich näherungsweise setzen:

$$\Delta l_n = \frac{H}{EF} \int ds = \frac{H}{E \cdot F} b \dots \dots \dots (6)$$

b ist hierin die Länge der Bogenachse und kann bei flachen Bogen durch die Stützweite l ersetzt werden.

Ein einfaches Beispiel veranschauliche den Einfluß des Einschaltens von Gelenken auf die Zusatzspannungen.

Für ein 200 cm langes Gewölbe mit kreisbogenförmigem Querschnitt von gleichbleibender Höhe = 40 cm, dessen Stützweite l gleich 20 m und dessen Pfeilhöhe f gleich 4 m gegeben sei, sollen die größten Zusatzspannungen ermittelt werden unter der Voraussetzung, daß das Gewölbe 1. als eingespannter Bogen, 2. als Zweigelenkbogen, 3. als Eingelenkbogen betrachtet wird. Die Wärmeabnahme sei zu $t = 10^\circ \text{C}$, das Schwindmaß des Baustoffes gleich $c = 0,00015$ anzunehmen. Die Bogenkraft sei $H = 240 \text{ t}$, das Elastizitätsmaß $E = 200000 \text{ kg/cm}^2$. Ein Ausweichen der Widerlager komme nicht in Frage.

$$\Delta l_t = 0,00015 \cdot 10 \cdot 2000 = 0,20 \text{ cm}, \quad \Delta l_s = 0,00015 \cdot 2000 = 0,30 \text{ cm}$$

$$\Delta l_n = \frac{240000}{200000 \cdot 40 \cdot 200} \cdot 2000 = 0,30 \text{ cm},$$

$$\Delta l = 0,20 + 0,30 + 0,30 = 0,80 \text{ cm}$$

$$\Delta l \cdot \frac{E \cdot J}{l^2} = \frac{0,80 \cdot 200000 \cdot 12}{2000^2} = 42667 = \text{rd. } 42700 \text{ cmkg}$$

1. Eingespannter Bogen.

$$\Delta M_s = 4,0 \left(\frac{20}{4} - 1 \right) \cdot 42700 = 683200 \text{ cmkg}$$

$$W = \frac{200 \cdot 40^3}{6} = 53333 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{\Delta M_s}{W} = \pm \frac{683200}{53333} = \pm 13 \text{ kg/qcm}$$

$$\Delta M_k = -7,95 \left(\frac{20}{4} - 1 \right) \cdot 42700 = -1357860 \text{ cmkg}$$

$$\sigma = \mp \frac{1357860}{53333} = \mp 25,5 \text{ kg/qcm}$$

2. Zweigelenkbogen.

$$\Delta M_s = 2,1 \left(\frac{20}{4} - 1 \right) \cdot 42700 = 358600 \text{ cmkg}$$

$$\sigma = \pm \frac{358600}{53333} = \pm 7 \text{ kg/qcm}$$

3. Eingelenkbogen.

$$\Delta M_k = -5,3 \left(\frac{20}{4} - 1 \right) \cdot 42700 = -905240 \text{ cmkg}$$

$$\sigma = \mp \frac{905240}{53333} = \mp 17 \text{ kg/qcm}$$

Selbstverständlich darf die Wirkung der Zusammenrückung des Bogens durch die Längskräfte in Gleichung 5 nur dann berücksichtigt werden, wenn bei der statischen Berechnung die Formänderungsarbeit der Längskräfte zunächst vernachlässigt worden war. —

Literatur.

Der Brückenbau. II. Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften. Begründet von Th. Schäffer und Ed. Sonne, herausgegeben von Th. Landsberg. I. Bd. Die Brücken im Allgemeinen. Massiv-Brücken in Stein, Beton und Eisenbeton. Herstellung und Unterhaltung der steinernen Bogenbrücken. Bearbeitet von M. Foerster, Th. Landsberg, G. Mehrstens. 5. vermehrte Auflage. Gr. 8°. 551 S. Text mit 355 Textabb. und 22 Tafeln. Leipzig 1917. Verlag Wilhelm Engelmann. Preis geh. 33 M. —

Mit der 1904 erschienenen, von denselben Verfassern bearbeiteten 4. Auflage ist der vorliegende Band des Handbuchs, der früher auch die Holzbrücken, die Aquädukte und Kanalbrücken, sowie die Kunstformen des Brückenbaues behandelte, entsprechend der gesteigerten Bedeutung, die der Massivbrückenbau nach längerer Vernachlässigung wieder gewonnen hatte, diesem allein und einem einleitenden Kapitel zugewiesen worden, das einen geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des gesamten Brückenbaues gibt und außerdem diejenigen Gesichtspunkte behandelt, die bei dem Bau aller Brücken, gleichviel aus welchem Baustoff sie hergestellt werden sollen, zu berücksichtigen sind. Diese Einteilung des Stoffes und seine Gliederung in 3 Hauptkapitel: die Brücken im Allgemeinen; Brücken in Stein, Beton und Eisenbeton; Herstellung und Unterhaltung der steinernen Bogenbrücken ist auch in der neuen 5. Auflage beibehalten, die nach dem Vorwort schon 1914 abgeschlossen, wohl in Folge des Krieges erst jetzt erscheint. Inzwischen sind 2 der Mitarbeiter, die Herren Landsberg und Mehrstens verstorben.

In dem 10 jährigen Zeitraum, der zwischen der 4. und 5. Auflage verfloßen ist, hat der Massivbrückenbau in der Verfeinerung der theoretischen Behandlung, der konstruktiven Ausgestaltung der Einzelheiten, der sorgfältigen Durchbildung der Lehrgerüste mancherlei Verbesserungen erfahren und es sind eine große Anzahl kühner und weitgespannter gewölbter Brücken seitdem entstanden. Das gilt vor allem auch für den Betonbau, der hinsichtlich unserer Kenntnis von den Eigenschaften und der zweckmäßigen Behandlung des Baustoffes durch Versuche und reichere praktische Erfahrung eine wesentliche Vertiefung und Verbesserung erfahren hat. Vor allem aber hat der Eisenbetonbau, der auf dem Gebiet des Brückenbaues bei Herausgabe der 4. Auflage sich noch im Anfang seiner Entwicklung befand, seitdem einen ungeheuren Aufschwung gewonnen, dem Brückenbau z. T. ganz neue Wege gewiesen und dem Bau von Massivbrücken die Wettbewerbsmöglichkeit mit den Eisenbrücken in viel weiteren Grenzen eröffnet. Deswegen erschien es angemessen, dem Eisenbetonbau, der bisher nur ganz nebensächlich behandelt worden ist, in der neuen Auflage einen besonderen, umfangreichen Abschnitt anzureihen, der dem 2. Kapitel eingefügt worden ist. Er gibt einen kurzen Abriss der Geschichte der Eisenbetonbrücken, Angaben über ihre Einteilung, Gesichtspunkte für die statische Berechnung (bezüglich der Theorie im Einzelnen wird jedoch nur auf die zahlreichen Sonderlehrtbücher des betreffenden Gebietes verwiesen) und Konstruktions-Einzelheiten und behandelt dann im besonderen die Balken- und die Bogenbrücken unter Beibringung zahlreicher Beispiele. Wohl nur mit Rücksicht auf die Kriegslage ist davon abgesehen worden, für diesen Abschnitt dem Werke auch neue Tafeln anzufügen. Man hat sich hier durchweg mit Textabbildungen begnügt, die z. T. nicht auf der Höhe der übrigen vortrefflichen Abbildungen des Werkes stehen.

Es sei hier gleich eingeschaltet, daß die Tafeln des Werkes überhaupt die alten geblieben sind, daß die Zahl der Textabbildungen dagegen fast verdoppelt worden ist, sodaß eine große Zahl von neuen weitgespannten, oder in ihrer konstruktiven Ausbildung eigenartigen Bauwerken haben Aufnahme finden können. Ebenso sind in allen Abschnitten die wertvollen Tabellen, die Aufschluß geben über Bauweise, Abmessungen, Beanspruchungen und Kosten der Brücken durch Heranziehung von neuen Beispielen erweitert und ergänzt. Das gleiche gilt von den sorgfältigen, jedem Kapitel, oder auch den Unterabschnitten beigegebenen Literaturnachweisen, die bis zur Zeit des Erscheinens der 5. Auflage den wichtigeren Neuerscheinungen Berücksichtigung haben zu teil werden lassen. Daß in sachlicher Beziehung die neuesten praktischen Erfahrungen und die Fortbildung der Theorie eingehende Berücksichtigung fanden, ist bei dem vorliegenden Werke selbstverständlich.

In dem 2. Kapitel haben die Abschnitte, welche die Baustoffe und ihre Festigkeitsverhältnisse behandeln, die weitestgehende Umgestaltung erfahren. Namentlich sind hier die neueren Versuche und Erfahrungen mit Beton in ausgiebiger Weise herangezogen worden, sowohl was die Druck- und Zugfestigkeit, wie die Elastizitätsverhältnisse betrifft. Be-

sonders sind es die Bach'schen Untersuchungen, die hier verwendet worden sind. Durchgreifende Erweiterungen zeigt auch der Abschnitt über die Grundzüge der statischen Berechnung. Hier sind neue, theoretisch begründete Näherungsformeln für die Annahme der Gewölbestärken im Scheitel nach M. Ritter und Fr. Kögler entwickelt, ferner einfache Formeln für die Aufzeichnung der Stützlinie, es wird die Anwendung von Einflußlinien, die Berechnung der Gewölbe nach der Elastizitäts-Theorie eingehender behandelt unter Berücksichtigung der neueren Arbeiten von E. Mörsch, M. Ritter, Fr. Kögler, Färber, K. Zimmermann u. A. Auch der konstruktive Teil zeigt mancherlei Verbesserungen und Erweiterungen, so werden namentlich die Gelenke näher behandelt. Stark verkürzt werden konnte der Abschnitt über die schiefe gewölbten Brücken, da die Einfachheit und Zuverlässigkeit der Lösung solcher Aufgaben durch den Betonbau die schiefe gewölbten Brücken in Hausstein, die früher eine wichtige Rolle spielten, fast ganz hat in den Hintergrund treten lassen, wie denn überhaupt das reine Hausteingewölbe auch bei gerader Ausführung hinter den einfacheren Ausführungen in Ziegeln, Bruchstein oder Beton zurückgetreten ist.

In dem 3. Kapitel sind die Aenderungen weniger umfangreich als im zweiten, da auf dem Gebiete der Ausführung keine durchgreifenden Neuerungen zu verzeichnen sind. Es ist hier nur ein neuer Unterabschnitt eingeschaltet, der die Besonderheiten der Ausführung gewölbter Eisenbetonbrücken behandelt und es sind hinsichtlich der Bedingungen für die Ausführung und der Kosten eine Anzahl neuer Beispiele herangezogen worden.

So läßt das vortreffliche Werk, das keiner weiteren Empfehlung mehr bedarf, in allen Abschnitten die Fortschritte erkennen, die der Massivbrückenbau seit 1904 gemacht hat, an dessen Verbesserung eine ganze Reihe von Ingenieuren mitgearbeitet haben, mit dem erfreulichen Erfolg, daß ihm überall wieder der Platz eingeräumt worden ist, der ihm dank seiner besonderen Vorzüge gebührt. — Fr. E.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft B. Beton und Eisen in Mauerwerk und Mörtel. Von Prof. M. Gary, Geh. Reg.-Rat, Abt.-Vorst. im Kgl. Mat. Prüf. Amt Berlin-Lichterfelde. Kl. 8°, 24 S. Text. Berlin 1917. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 1 M. —

Der deutsche Ausschuß hatte bekanntlich vorgesehen, neben den umfangreichen Veröffentlichungen über die von ihm durchgeführten Versuche, die das ausführliche Zahlenmaterial enthalten, auch kurze Mitteilungen herauszugeben, die aus diesen Berichten lediglich die für die Praxis wertvollen Ergebnisse in unmittelbarer verwendbarer Form herauszuschälen. Bisher ist aber nur ein Heft erschienen, das die von Bach und Graf bearbeiteten Untersuchungen über den Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten und den Einfluß der Haken behandelt. Diesem bereits 1913 veröffentlichten Heft A*) folgt nunmehr der vorliegende Bericht B, der die in dem Ausschußheft 22 niedergelegten Versuche über das Verhalten von Eisen in Mauerwerk und Mörtel verschiedener Art zum Gegenstand hat.**) Unter sucht wurde die Frage der Rostbildung und der Haftfestigkeit des Eisens bei verschiedenen Schutzanstrichen. Die Ergebnisse der Untersuchungen, die in dem kleinen Heft in knapper und übersichtlicher Form zusammen gestellt sind, dabei aber noch durch eine Reihe von Hinweisen auf spätere andere Versuche aus demselben Gebiet in dankenswerter Weise ergänzt werden, lassen sich kurz dahin zusammenfassen:

Eisen in Mauerwerk ist gegen Rostangriff nur geschützt, wenn es in dichtem Portland- oder Eisenportland-Zement-Mörtel eingebettet ist. Durchlässiger Portland- Zement-Mörtel kann den Rostangriff nicht verhindern, noch weniger verlängerter Zementmörtel. Es sind hier ebenso, wie in allen anderen Mörtelarten Schutzanstriche des Eisens erforderlich. Von diesen hat sich der Anstrich mit Mennige und demnächst mit Teer am besten bewährt, besser als Verzindung, die z. T. ganz versagt hat. Die Schutzanstriche beeinflussen aber, wenigstens in der ersten Zeit, die Haftfestigkeit des Eisens in ungünstigem Sinn und zwar ist nach dieser Richtung gerade der Mennige-Anstrich der ungünstigste, nächst dem der mit Teer. Die Haftfestigkeit ist übrigens überhaupt nur in Zementmörteln erheblich und mit Sicherheit zu erwarten. Ein geringer Abstand der Eisen-Einlagen von der Oberfläche ist, hinsichtlich des Rostens — nur schädlich in sehr undichtem Mörtel (in dieser Beziehung wird auch auf die neueren Erfahrungen und Beobachtungen in den Eisenbahn-Direktionsbezirken Breslau und Kattowitz verwiesen). Die Versuche haben auch die Frage, ob

*) Vergl. die Besprechung in unseren „Mitteilungen“, Jahrgang 1913, S. 72.

**) Desgl. Jahrgang 1913, S. 87.

zwischen Eisen und Mörtel das Entstehen von chemischen Verbindungen anzunehmen ist, in verneinendem Sinn geklärt.

Diese kurzen Schlußfolgerungen aus dem reichen Versuchsmaterial sind für den Praktiker, dem die Zeit fehlt, sich durch die großen Veröffentlichungen hindurch zu arbeiten, von besonderem Wert. Es wäre sehr zu wünschen, daß die weiteren Hefte in etwas rascherer Folge herausgegeben werden möchten als bisher. —

Vermischtes.

Zwei neue Straßenbrücken in Eisenbeton über den Neckar. In Ergänzung unserer Ausführungen in No. 13 und 14 sei noch bemerkt: Entwurf und Konstruktion der beiden Brückenbauwerke wurden unter Leitung des Verfassers, Ob.-Ing. M. u. y., auf dem Technischen Hauptbüro der A. G. Wayss & Freytag in Neustadt a. H. ausgearbeitet. Die Ausführung erfolgte durch deren Zweigniederlassung in Stuttgart. —

Unter welchen Voraussetzungen kann Beton durch Gaswasser, Ammoniak und Teer angegriffen und zerstört werden. Beton wird durch Gaswasser nachweisbar nur dann angegriffen, wenn seine Oberfläche nicht genügend dicht ist, wenn der Angriff des Gaswassers vor ausreichend vorgeschrittener Erhärtung des Betons erfolgt, wenn die Magerungsmittel des letzteren kalkarm oder kalkfrei sind, wenn das Gaswasser auf die Betonoberflächen öfter saugende oder laugende Wirkung auszuüben vermag und wenn die Zusammensetzung des Gaswassers dabei eine besonders unvorteilhafte ist. Diese Zusammensetzung weist bekanntlich sehr erhebliche Abweichungen auf, und zwar (besonders bezüglich der sehr schädlichen Chlor- und Schwefelammonium-Bestandteile), wie das beispielsweise aus folgender Gegenüberstellung hervorgehen dürfte:

1 l Gaswasser enthält in gr	Zwickauer Kohle	Ruhrkohle
Schwefelammonium. . . .	0,340	6,222
Unterschwelliges Ammonium	1,036	5,032
Chlorammonium	19,495	3,745

Liegen die beiden ersteren der angeführten Voraussetzungen nicht vor, so kann Beton durch Gaswasser nicht angegriffen werden. Aber selbst wenn diese beiden oder eine dieser beiden Voraussetzungen gegeben wären, kann die Angriffsfähigkeit des Gaswassers sehr leicht behindert und auch vollends ausgeschaltet bleiben, wenn der Beton nachträglich mit Fluaten oder Wasserglas satt getränkt wird. Unterbleibt in derartigen Fällen die Anwendung dieser Hilfsmittel, so können vorangeführte 3 Ammoniumsalze sehr unvorteilhafte Wirkungen ausüben, und zwar durch Bildung minder fester Kalzium- und Siliziumsalze. Mit zunehmendem Chlor- und Schwefelgehalte des Gaswassers nimmt seine Angriffsfähigkeit unter sonst gleichen Voraussetzungen entsprechend zu, während seine Angriffsfähigkeit in gleichen Fällen mit zunehmendem Gehalte an kohlensaurem Ammonium entsprechend abnimmt.

Ammoniak oder Salmiakgeist kann Beton erfahrungsgemäß ebenfalls nur dann angreifen, wenn vorangeführte beide Voraussetzungen oder eine von beiden gegeben sind. In solchen Fällen kann aber Salmiakgeist wesentlich schädlichere Wirkungen verursachen. Er enthält zwar kaum nennenswerte Mengen von Schwefel oder Schwefelsalzen, aber er enthält unverhältnismäßig mehr Ammoniak, als das Gaswasser, wodurch er undichte Siliziumsalze und Verbindungen sehr rasch durchdringt und in minder feste Verbindungen umwandelt. Mit zunehmendem Kalkgehalt der Magerungsmittel nimmt die Angriffsfähigkeit des Salmiakgeistes unter sonst gleichen Voraussetzungen entsprechend ab. Die gleichen Hilfsmittel, die die Angriffsfähigkeit des Gaswassers behindern, sind auch gegen diejenigen des Salmiakgeistes anwendbar.

Teer kann Beton nachweisbar nur dann angreifen und auch zerstören, wenn er freie oder ungebundene Säuren enthält, und zwar auch in den Fällen, wenn die vorangeführten beiden wichtigen Voraussetzungen erfüllt wären, und auch wenn die angeführten Hilfsmittel nachträglich zur Anwendung gelangen. Sind die verwendeten Magerungsmittel kalkarm oder kalkfrei, entstehen unter sonst gleichen Voraussetzungen stets entsprechend geringere Schäden. Diese nehmen aber unter sonst gleichen Voraussetzungen in dem Verhältnis zu, als die Dichtigkeit des Betons abnimmt. Letzterer muß also von Fall zu Fall den besonderen Eigenschaften des Gaswassers, Salmiakgeistes und Teeres angepaßt werden. —

B. Haas.

Grabdenkmal in eisenbewehrtem Betonwerkstein. Das in der Abbildung dargestellte, auf dem Westfriedhof in Magdeburg errichtete Grabdenkmal verdient in konstruktiver und

formeller Hinsicht ein gewisses Interesse. Es wird eingeraht durch Busch- und Baumschmuck und weicht von der gebräuchlichen Art und Weise der Gestaltung ab. Es steht nicht in der Mitte der Grabstelle oder an der Rückseite, sondern in der Ecke, schräg gegenüber dem Zugang. Die Eigentümlichkeit der Stellung und des damit zusammenhängenden architektonischen Aufbaues leitet sich daher, daß der hier Begrabene, früh Verstorbene ein besonderer Freund der Vogelwelt war; daher beabsichtigten die Eltern beim Bau eines Familiendenkmales mit einer monumentalen Sitzbank, einen Säulenaufbau zu errichten, der, in einer offenen Laterne, eine Futterstelle für Singvögel sowie ein Becken mit Trinkwasser enthalten sollte. Die Formgebung schließt sich daher den massiven Totenleuchten alter Friedhöfe an, nähert sich aber im Einzelnen mehr der neuzeitlichen naturalistischen Durchbildung. Dementsprechend sind die Sitzwangen der Bank mit Laubwerk und den daran pickenden Vögeln ornamentiert und die Säulenteile mit ihren Kapitellen usw. mit Rosen und Pflanzenblüten geschmückt.

Der Baustoff ist nicht gewachsener Stein, sondern eisenbewehrter Betonwerkstein, der in gekrönelter, gestockter und scharrierter Weise von Hand bearbeitet ist und mit seinem hellgelblichen Farbenton sich vortrefflich von seiner immergrünen Koniferen-Umrahmung abhebt. Der Masse des Betonsteines ist als Bindemittel wasserabweisender Luxement zugesetzt, wodurch die Bildung häßlichen weißen Ausschlages verhindert wird, wie denn auch dieser Betonwerk-



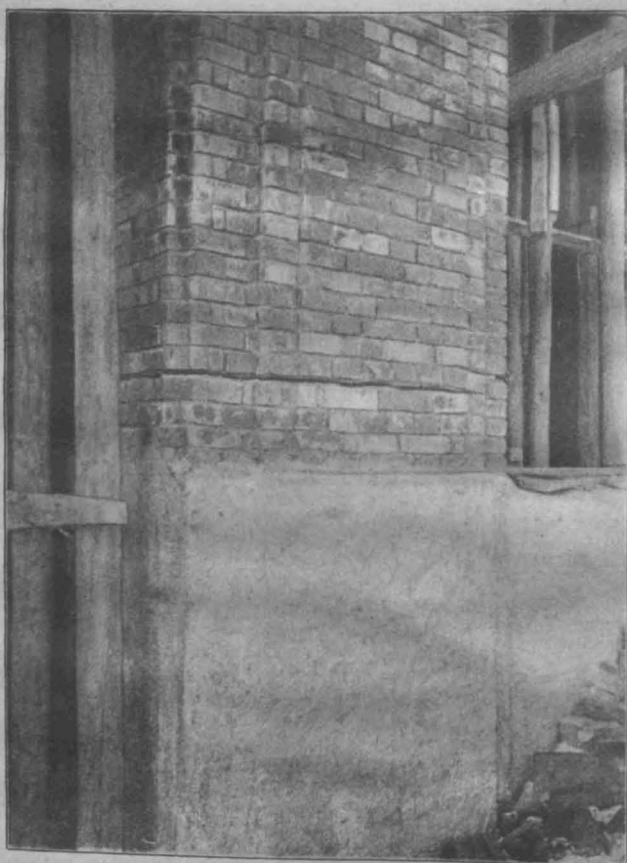
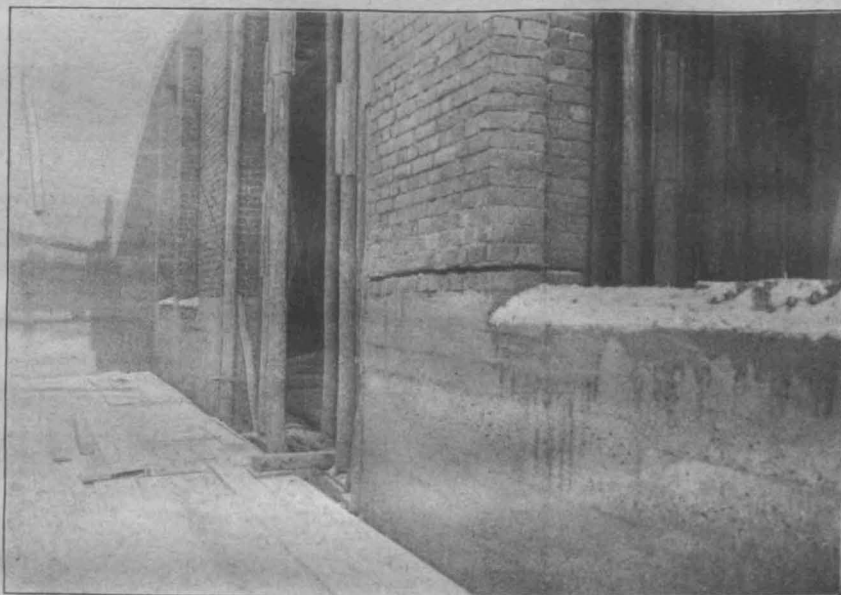
Grabdenkmal in Betonwerkstein in Magdeburg.
Ausführung durch „Comet“, Ges. f. Bauausf. in Stettin.

stein das üble fleckige Aussehen des Natursteines nach anhaltendem Regen vermeidet, und vor allem die Wetterbeständigkeit der feiner ausgearbeiteten Schmuckteile sichert.

Der Denkmals-Entwurf stammt von dem Stadtbauinsp. a. D. Jaehn in Magdeburg (Firma Cornelius & Jaehn). Die Modelle für die ornamentierten Teile lieferte der Bildhauer Koch in Magdeburg und die Ausführung des Werkes geschah durch den „Comet“, Gesellschaft für Bauausführungen in Stettin. —

Eine eigenartige Wirkung des Frostes im Winter 1916/17. Aus dem Kreise unserer Mitarbeiter erhalten wir zu unserer Mitteilung in No. 10 die folgende Zuschrift: „Die dort gegebene Mitteilung ist nicht ganz vollständig, wir sind in der Lage, über diese Frostwirkung noch Folgendes auszuführen: Die Decke war nur zum Teil ausgeschalt, während unter dem anderen Teil sich noch die ganze Rüstung mit allen Stützen befand. Infolgedessen wurde auf diesen Teil der Decke die Aufwärtsbewegung des Bodens voll übertragen und hierdurch tatsächlich, wie der Verfasser Ihrer Notiz für einen solchen Fall annimmt, die Decke in die Höhe gehoben. Da jedoch die Umfassungen und Säulen, die der Eisenbeton-

decke als Auflager dienen, selbstverständlich unter Frosttiefe des Bodens gegründet sind, konnten sie der Bewegung des Bodens nicht folgen. Die in ihnen infolgedessen auftretenden Zugspannungen haben an den, in mit Ziegeln gemauerten Schäfte aufgelöst, Umfassungen zur Bildung querlaufender Risse innerhalb dieser Schäfte geführt. Diese Risse sitzen teilweise oben in der Nähe des Deckenaufagers (Abb. 1 hinterer Schaft), teilweise unten am Fuße der Schäfte (Abb. 1 vorderer Schaft und Abb. 2), letzteres ein Beweis für die Güte des verwendeten Mörtels und dessen Bindekraft.



ledigten Anträge von 775 i. J. 1914 auf 332 i. J. 1915 zurückgegangen ist. Andere Abteilungen zeigen dagegen infolge der Untersuchung von Ersatzstoffen und Arbeiten für die Heeresverwaltung eine erhöhte Tätigkeit. Die wissenschaftlichen Arbeiten des Amtes für den „Deutschen Eisenbau-Verband“ und den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ mußten wegen Mangels an Hilfskräften ganz eingestellt werden.

Zur Erledigung der 332 Anträge der Abteilung 2 wurden 10 344 Versuche durchgeführt, von denen allein 6347 auf Bindemittel entfallen. Zur Untersuchung kamen Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zemente, Luftkalk, hydraul. Kalke und sog. Spezialkalke. Aus den Untersuchungen sind einige Winke für die Praxis zu entnehmen. U. a. wird darauf aufmerksam gemacht, daß zur Prüfung von Beton oft Probekörper in so mangelhafter Herstellung eingereicht werden, daß es viel Arbeit und Kosten im Amt verursacht, sie in die richtige Form zu bringen. Antragsteller, die nicht die entsprechenden Formen und Geräte besitzen, sollten die Herstellung der Körper daher lieber dem Amt überlassen. — Für einen bestimmten Zwecke wurden von einer Behörde umfangreiche Versuche mit Betonmischungen verschiedener Art, mit verschiedenen Zementen und Kiesen, in verschiedenem Mischungsverhältnis, erdfeucht und weich beantragt. Erst auf Grund dieser Versuche wurden dann von der Behörde die Bedingungen für die auszuführenden Betonarbeiten aufgestellt. Ein solches Verfahren wird für wichtige und größere Ausführungen allgemein empfohlen. —



Abbildung 3. Loslösung einer Eisenbetonsäule vom Fundament.

Abbildung 1 (oben),
2 (links)

Rißbildung in den gemauerten Schäften.

Eine eigenartige Wirkung des Frostes im Winter 1916/17.

Eine in Beton hergestellte Ufermauer wies starke Zerstörungserscheinungen auf. Durch die Untersuchung des Betons und des an die Mauer angrenzenden Grundwassers konnte festgestellt werden, daß das Grundwasser die Ursache der Zerstörung war. Dasselbe enthielt große Mengen von Gips in Lösung. Dieser Fall und zahlreiche andere lassen erkennen, daß es dringend notwendig ist, vor Inangriffnahme von Betonbauten, die im Grundwasser liegen, dieses auf alle Fälle vorher sorgfältig untersuchen zu lassen, um rechtzeitig Vorkehrungen gegen etwaige schädliche Einwirkung des Grundwassers zu treffen und die oft nicht absehbaren Folgen einer solchen Einwirkung abzuwenden. — Viele Anträge auf Feststellung des mangelhaften Verhaltens von Beton konnten nicht erledigt werden, da es an den Unterlagen zur Feststellung des Mischungsverhältnisses und der ursprünglichen Beschaffenheit des Bindemittels fehlte. Für wichtige Bauten wird daher erneut auf die Notwendigkeit hingewiesen, von den verwendeten Baustoffen, vor allem den Bindemitteln, und zwar für letztere in luftdicht verschlossenen Gefäßen, Proben zurückzubehalten, um bei späteren Streitigkeiten den Nachweis über die Beschaffenheit der Baustoffe

führen zu können. — Aus den sonstigen Arbeiten des Amtes seien noch erwähnt: Untersuchungen über Hochofenschlacke und vergleichende Versuche über das Rosten von Eisen in Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zement, sowie den Einfluß des Ablagerens auf die Erhärtungsfähigkeit. —

Inhalt: Kaltglasuren auf Kunststein. — Die neuen Kaibauten Gothenburgs. — Faustformeln zur Berechnung der größten Zusatzmomente in statisch unbestimmten Bogenträgern. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

In den die Decke stützenden, mit ihr monolithisch erstellten Eisenbetonsäulen traten solche Rißbildungen nicht auf. Dagegen fand man, als man die unter Gelände reichende Basis einer dieser Säulen bloßlegte, daß sie sich in einer 2,5 cm breiten Fuge von ihrem Fundament abgehoben hatte und an der Decke frei hing. (Abb. 3). —

Aus dem Jahresbericht des kgl. Material-Prüfungs-Amtes Berlin-Lichterfelde für 1915. Der Bericht läßt den Einfluß des Krieges auf die Tätigkeit des Amtes in verstärktem Maße erkennen. Namentlich gilt das für die Abt. 2 für Baumaterial-Prüfung, in welcher die Zahl der er-

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

№ 15.

Telephonturm vom Postgebäude Germersheim.

Von Ober-Ingenieur Oskar Muy der A.-G. Wayss & Freytag,
Neustadt a. d. Haardt.

Im Sommer 1915 führte die A.-G. Wayss & Freytag für die kgl. Eisenbahndirektion Ludwigshafen a. Rh. auf dem neuen Postgebäude in Germersheim einen Turmaufbau in Eisenbeton (Abbildung 1) aus, der zur Aufnahme der zahlreichen Telephonleitungen dient. Als Gegenentwurf lag bei der Vergebung eine Ausführung in Eisenkonstruktion vor, deren Kosten dem Eisenbeton-Entwurf ungefähr gleichkamen. Dagegen zeigte letzterer verschiedene Vorteile, sodaß man sich bauseitig zu dessen Ausführung entschloß.

Der Turm wurde auf verhältnismäßig kleinem Grundriß außerhalb des Daches freistehend errichtet — im Gegensatz zu der sonst üblichen Ausführung als Bestandteil der Dachkonstruktion, wobei diese dann eine wertvolle Versteifung bildet. Ein Aufbau in Eisen, an sich sehr leicht, hätte sogar eine tiefgehende Verankerung in dem Mauerwerk unterhalb des Dachbodens notwendig gemacht. Hierdurch wären unter der wechselseitigen Beanspruchung durch die Drahtzüge und Winddrücke Zugrisse in diesem Verankerungsmauerwerk sehr wahrscheinlich geworden. Außerdem hätte auch der eigentliche Aufbau bezüglich einer befriedigenden Lösung in architektonischer Hinsicht Schwierigkeiten geboten und dann der Unterhalt der Konstruktion fortlaufende Kosten verursacht. Diesen Nachteilen stehen bei einer Eisenbetonkonstruktion ebensoviele umgekehrt lautende Vorteile gegenüber.

Der ausgeführte Turm, dessen Ansicht in fertigem Zustand, Höhenschnitt und Grundrisse in den Abbildungen 1 und 2 dargestellt sind, ist vollständig in Eisenbeton ausgebildet. Es hatte sich infolge Winddruck und der großen Seitzüge durch die Telephondrähte als notwendig gezeigt, daß die Umfassungen der beiden unteren Geschosse des Aufbaues, Grundriß c—d und e—f, aus 40 cm starken eisenbewehrten Betonwänden hergestellt wurden und daß außerdem eine 50 cm starke Fußplatte vorgesehen wurde. Es ist erst hierdurch genügendes Eigengewicht erzielt, um bei dem schlanken Charakter des Turmes Zugspannungen in der Auflagerfuge zwischen Aufbau und Gebäudemauerwerk zu vermeiden. Die auftretenden Mauerpressungen bleiben unter der zulässigen Höhe, aber trotzdem wurde das Gebäudemauerwerk in Zementmörtel ausgeführt. Der unter der Fußplatte liegende Betonträgerkranz (Abbildung 2, Grundriß e—f) erstreckt sich noch auf die Breite des anschließenden Eisenbeton-Podestes und er wird hier durch die übermauerte Giebel- und Treppenhauswand belastet, wodurch die Standsicherheit des Turmes erhöht und die Mauerpressung verringert wird.

Bei der Einführung der Drahtzüge ist der ungünstigste Fall angenommen, daß jeweils nur einseitiger voller Zug auftritt und daß gleichzeitig in derselben Richtung die



Abbildung 1. Ansicht des fertigen Baues.

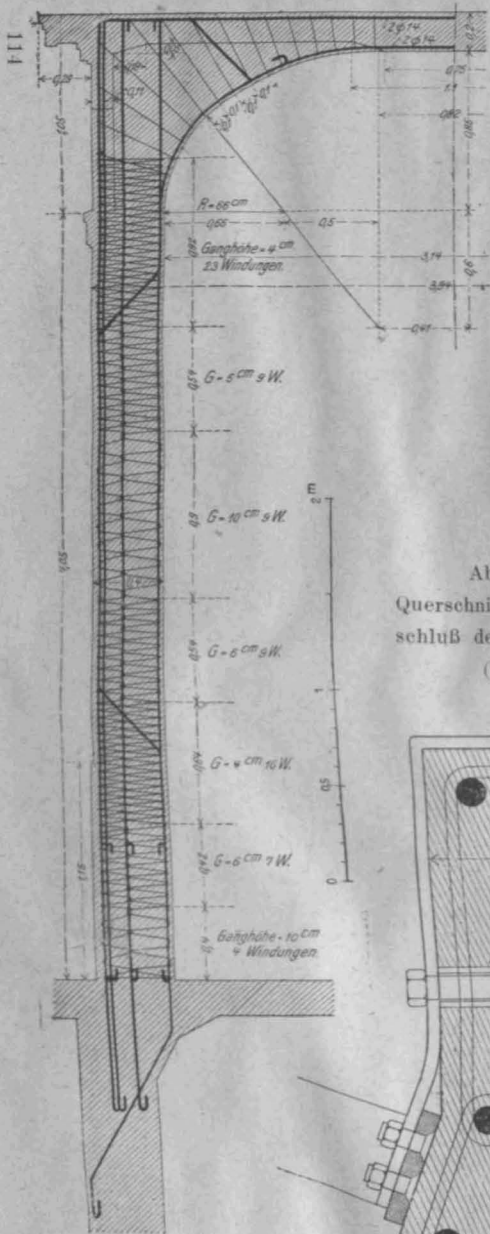


Abbildung 3 (links).
Lotrechter Schnitt
durch Decke und
Säule des Turm-Auf-
baues mit Darstellung
der Bewehrung.

Abbildung 4 (unten).
Querschnitt durch eine Säule mit An-
schluß der Telephondraht-Rahmen.
(Maßstab rd. 1:5.)

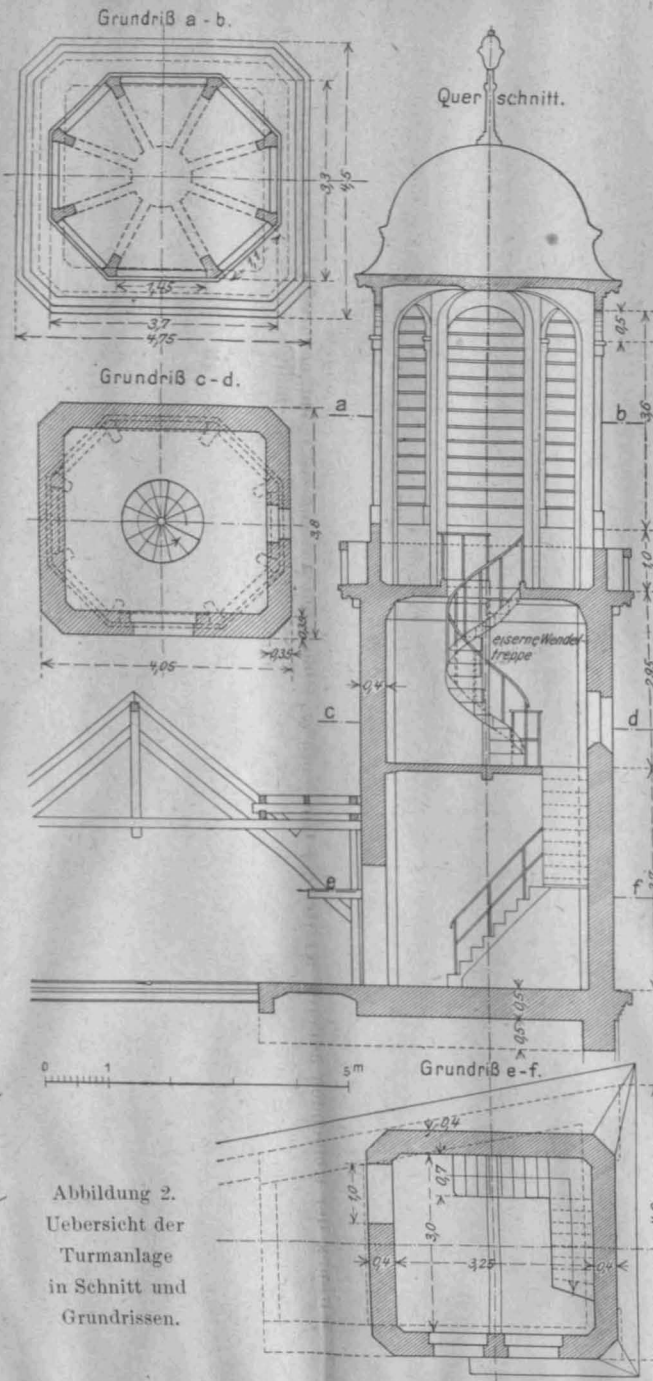
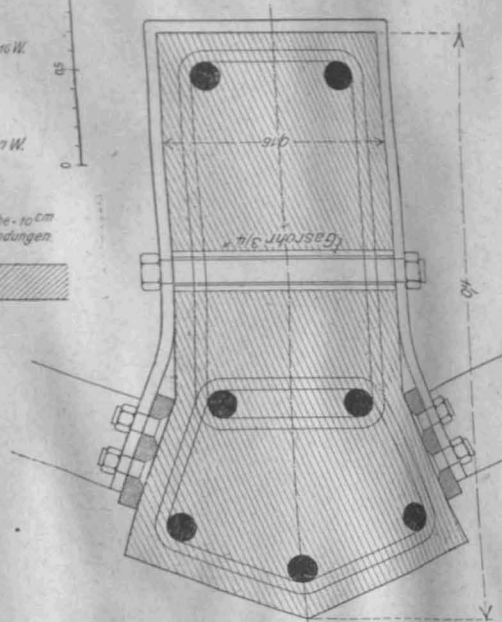


Abbildung 2.
Uebersicht der
Turmanlage
in Schnitt und
Grundrissen.

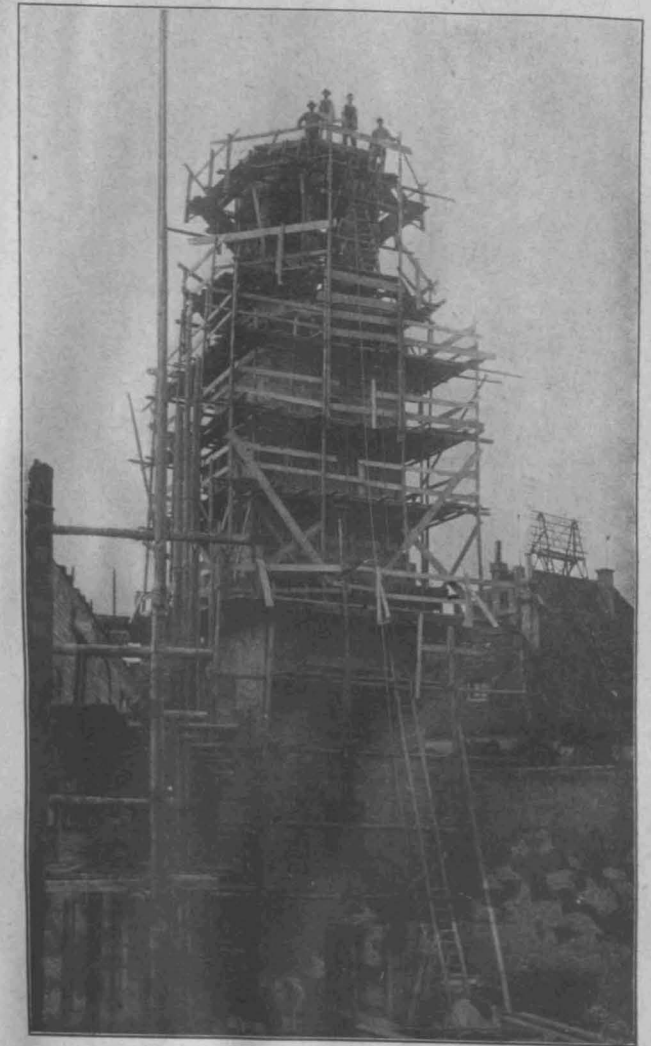


Abbildung 5. Turm-Aufbau in der Ausführung.

Telephonturm in Eisenbeton
auf dem Postgebäude in Germersheim a. Rhein.

Ausführung: A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt.

Windkräfte anfallen. Es entstehen hierdurch in den einzelnen Turm-Querschnitten bis herunter zur Fußplatte Zugspannungen, die durch entsprechende Eiseneinlagen aufgenommen werden. Die Bewehrung des zweigeschossigen Unterbaues besteht in der Lotrechten aus je 4 Rundeisen von 8 mm Φ auf 1 m innen und außen, in der Wagrechten aus je 2½ Eisen von 8 mm Φ . Abbildung 3 gibt einen Schnitt durch das obere Stockwerk mit der Bewehrung der oberen Säulen und Abbildung 4 den Querschnitt derselben in größerem Maßstab mit der Befestigungskonstruktion der eisernen Rahmen für die Telephonleitungen. Der aus technischen Gründen gewählte sehr geringe Querschnitt der Säulen mit 16 · 40 cm machte eine sorgfältige Ausführung zur Bedingung. Die Querbewehrung erfolgte durch Spiralen von 6 mm Φ in abgestuften Ganghöhen (vergl. Abbildung 3). Zum nachträglichen Einrichten der Schraubenbolzen für die eisernen

Rahmen wurden in genau bestimmten Abständen Gasröhren in die Säulen einbetoniert.

Das Brüstungsgeländer der Plattform wurde in einzelnen Teilen zuvor fertig betoniert und dann versetzt. Der Dachaufbau wurde in Holz und Beschieferung ausgeführt. Alle Ansichtsflächen von der oberen Plattform aufwärts sind steinhauermäßig bearbeitet. Als Vorsatzmaterial ist sandiger Rheinkies in feinerer Körnung verwendet.

Abbildung 5 zeigt den Turm während der Ausführung mit der Einrüstung und die schon erwähnte Abbildung 1 den fertigen Turm, von der Hofseite des Postgebäudes aus gesehen. Der nach dem Entwurfe der Eisenbahndirektion Ludwigshafen a. Rh. in guten architektonischen Formen gehaltene Turmaufbau ist ein interessantes und empfehlenswertes Beispiel für die Lösung ähnlicher Bauaufgaben in Eisenbeton-Konstruktion. —

Die neuen Kaibauten Gothenburgs. Von Prof. Max Möller in Braunschweig. (Schluß.)

Durch ausgeführte Bohrproben war nach der Rutschung für Sektion 100 die Lage der Kies-schicht in ihrer unteren Begrenzung festgelegt (siehe U_2 in Abb. 3 in No. 14), woraus sich die Art der Rutschbewegung erkennen läßt. Landwärts war das obere Ende der Rutschfläche bei R deutlich sichtbar und von der Kaimauer das untere Ende derselben ferner durch die Bodenaufhebungen angenähert zu erkennen. Aus diesen Anhaltspunkten hat das Hafenbauamt Schlußfolgerungen auf die Gestalt der Rutschfläche gezogen. Es ergab sich im Profil angenähert eine Kreisbogenlinie, wie Abbildung 4, S. 116, das zeigt. Der Mittelpunkt M des Bogens liegt vor der Kai-Vorderkante.

Bei den statischen Untersuchungen ist mit folgenden Einheitsgewichten gerechnet:

	Ueber Wasser	Unter Wasser
Eisenbeton	2,4 t/cbm	1,4 t/cbm
Kies	1,9 „	1,0 „
Tonboden	1,6 „	0,6 „

Im Gegensatz zu den später zu behandelnden baulichen Entwürfen ist hier, wo nur einzelne Pfähle über die Rutschfläche nur wenig hinabreichen, so gerechnet, als übertrügen diese ihre Auflast voll auf den abrutschenden Körper. Die in lotrechten Streifen geteilten Massen stehen unter der Wirkung der treibenden äußeren Kräfte, der Gewichte G_1 bis G_{10} , welche im Kräfteplan die Linie $A-B$ bilden, und unter derjenigen der Auflagerreaktion oder Widerstände W . Ergeben diese beiden Kräftearten im Kräfteplan zusammen einen geschlossenen Linienzug, dann besteht Gleichgewicht. Diesen Zustand galt es zu untersuchen. Die Kräfte W weichen gegen die Normalen zur Rutschfläche, hier gegen die Halbmesser R der kreisbogenförmigen Rutschbahn, um den Reibungswinkel φ ab; sie berühren den kleinen Kreis K , für dessen Halbmesser r die Gleichung besteht:

$$r = R \cdot \sin \varphi.$$

Der Kreis K ist benutzt, um die Schar der W -Kräfte bequemer auftragen zu können.

Ueber die Art der Zusammensetzung der Kräfte gibt Abbildung 4 Aufschluß. Voruntersuchungen hatten gezeigt, daß Teilungen des rutschenden Körpers in lotrechte oder radiale Streifen zu fast genau gleichem Endergebnis führten. Ähnlich liegen die Verhältnisse hinsichtlich verschiedener Annahmen über die Richtung des Verlaufes der Kräfte im Inneren der rutschenden Massen.

Es sind nun mehrere Untersuchungen mit veränderlichen Werten des Reibungswinkels φ ausgeführt, indem der Halbmesser r des kleinen Kreises K verschieden groß gewählt wurde. So fand sich der Gleichgewichtszustand für einen bestimmten Wert r und damit auch der gesuchte Winkel φ für die angenommene Rutschfläche, d. h. also derjenige Widerstandswinkel, bei dessen Vorhandensein für die untersuchte Rutschfläche ein Gleichgewichtszustand der Kräfte besteht. Damit ist aber der gesuchte Wert φ noch nicht gefunden, denn mit der Wahl der Gleitflächen ändert sich auch der Wert des so ermittelten Winkels φ . Durch Verschiebung des Mittelpunktes M unter Innehaltung des landwärts gegebenen Anfangspunktes der Rutschfläche ist diese Untersuchung noch für mehrere Fälle durchgeführt. Diejenige Rutschfläche ist dann die gefährlichste und hier in betracht zu ziehende, welche den größten Winkel φ liefert, d. h. diejenige, bei welcher trotz des größten Wertes der ermittelten verschiedenen Widerstandswinkel der Gleichgewichtszustand schon erreicht ist, und eine Neigung zum Gleiten besteht.

So fand sich $\varphi' = 9^\circ 40'$.

Bei dieser Untersuchung ist zunächst so verfahren, wie wenn nur Reibung vorhanden wäre, und keine Boden-Kohäsion bestände. Daher entspricht in Wirklichkeit jener Widerstandswert nur einem gedachten Reibungswinkel,

welcher in seinen Folgen so wirkt, daß er für den Sonderfall die Einflüsse von Reibung und Kohäsion zusammenfaßt.

Durch den Vorgang der Rutschung war nun aber die Kohäsion überwunden und verloren gegangen, sodaß für den Wiederaufbau des Kais nicht mit jenem Winkel φ' mehr gerechnet werden durfte. Es verblieb also noch die Aufgabe, eine Trennung der nach verschiedenen Gesetzen wirkenden beiden Widerstände von Reibung und Bodenfestigkeit wenigstens in angenäherter Weise vorzunehmen. Wäre φ' wirklich der Reibungswinkel gewesen, und hätte mithin keine Kohäsion bestanden, dann würde die Bodenbewegung sich anders und zwar jeweils nur zu dem Betrage langsam vollzogen haben, wie die Baggerung vor der Kaimauer fortgeschritten wäre. Eine ruckweise Bewegung hätte dann gefehlt; ihr Auftreten beweist hingegen, daß Bodenkohäsion vorhanden gewesen ist. Um den Betrag nun, wie die Kohäsion bei dem Bruch des Bodens aufhörte zu bestehen, wurde aktive, treibende Kraft frei, unter deren Wirkung die Massen in beschleunigte Bewegung geraten mußten. Dabei senkte sich die Geländeoberfläche hinten, während vor der Kaimauer die Hafensohle stieg. Die treibenden Kräfte nahmen also mit fortschreitender Bewegung ab, die widerstehenden Kräfte hingegen zu, bis beide einander gleich geworden waren und einander aufhoben. In diesem Zustande des Gleichgewichtes, dabei nur die Reibung der aktiven Kraft entgegen wirkte, hatte die bewegte Masse die größte Geschwindigkeit und Bewegungs-Energie erreicht, nun über diese Lage hinauschießend, dabei die treibenden Kräfte noch weiter ab- und die hemmenden Kräfte noch weiter zunahmen, sodaß zunehmende Bremswirkung entstand. Hatten sich diese beiden Vorgänge der Beschleunigung und Verzögerung in symmetrischer Weise vollzogen, dann lag der Gleichgewichtszustand in der Mitte zwischen beiden. Daher schlug ich vor auch den Endzustand zu untersuchen, dabei sich ein Wert von $\varphi'' = 4^\circ 10'$ ergab. Der wahre Reibungswinkel mußte dann unter der gemachten Annahme um so viel größer als φ'' sein, wie er hinter dem Wert φ' zurückblieb, sein wahrer Wert war dann angenähert der Mittelwert:

$$\varphi = \frac{\varphi' + \varphi''}{2} = \frac{9^\circ 40' + 4^\circ 10'}{2} = 6^\circ 55'.$$

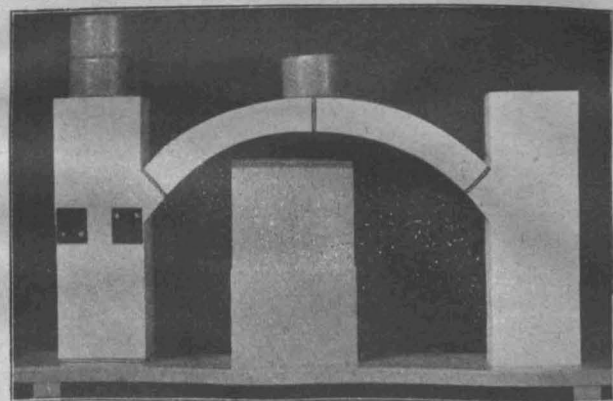
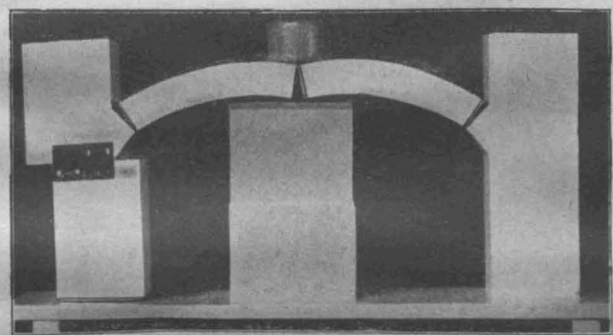
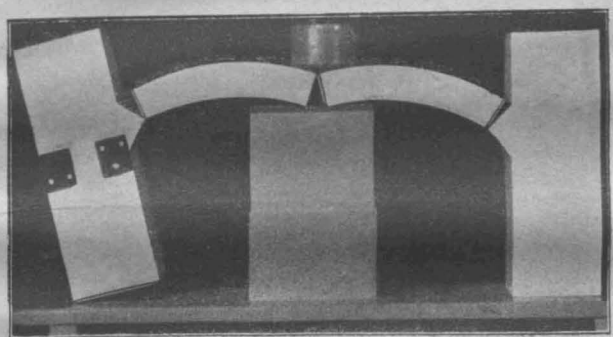
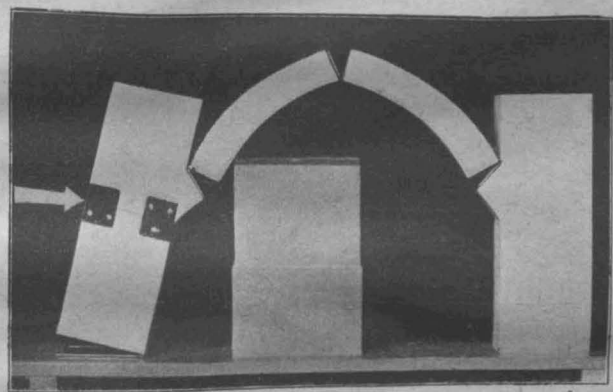
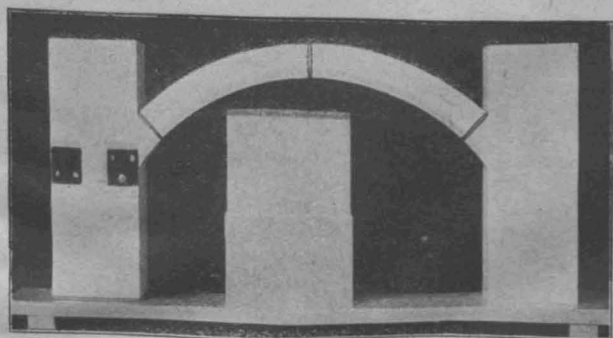
Allerdings wirkt der Widerstand der zu verdrängenden Wassermassen dahin, den Wert φ'' zu vergrößern, während der Umstand, daß die Reibung bei Bewegung kleiner ist als die Reibung bei Ruhe das Entgegengesetzte veranlaßt. Beide Umstände mögen in ihren Wirkungen einander angenähert aufheben, so daß mit jenem Mittelwert, ohne große Ungenauigkeit zu begehen, als dem wahren Reibungswert gerechnet werden kann.

Die Untersuchung ist für den niedrigeren Wasserstand ausgeführt, welcher mit + 9,60 m zur Zeit der Rutschung vorhanden war.

7. Untersuchung der Standsicherheit der für den Umbau der Stigbergs-Verlängerung in Vorschlag gebrachten Konstruktion.

(Hierzu die Abbildungen 5 und 6, S. 116.)

Der neu gewählte Kaiquerschnitt (siehe Abbildung 5) bietet eine Gewichtsverminderung. Nach Entfernung der alten Eisenbetondecke erhält die Kaimauer einen Aufbau mit Hohlräumen. Hinter der Wand wird das Hinterfüllungs-Material auf 5 m unter Mittelwasser fortgebaggt und der entstehende Hohlraum durch eine hölzerne, auf Pfählen ruhende Plattform ersetzt, welche unter die Fäulnisgrenze zu liegen kommt. Die Ueberschüttung erfolgt in leichtem Material und zwar mit Kesselschlacke. Das Eigengewicht der letzteren beträgt über Wasser 0,8 t/cbm. Vor der Kaimauer wird die Kiesschicht in wagrechter Erstreckung gegen den Fluß hin vergrößert. Der statischen Untersuchung



Abbildungen 1—5 (von oben zählend).

bei $\varphi = 9^\circ 40'$ Widerstandswinkel seinerzeit die Rutschung eintrat, erachtete die Kommission es nicht für angängig, die Auswertung des vorhandenen Reibungswiderstandes bis auf den Betrag, welcher dem Reibungswinkel $8^\circ 15'$ entsprochen hätte, zuzulassen; sie hat daher empfohlen, den Hafen zunächst nur bis auf $+ 3,0$ m, d. h. nur auf $7,0$ m Wassertiefe bei M. W. auszubaggern. Erst später, frühestens 1 Jahr nach Vollendung des Kais, wenn nach Wiedereintritt von Kohäsion der Widerstandswinkel $9^\circ 40'$ angenähert wieder erreicht sein mag, dürfte die Ausbaggerung auf $+ 2$ m vorzunehmen sein.

Weitere Untersuchungen und Äußerungen blieben den Kommissions-Mitgliedern vorbehalten. Immerhin konnte bei diesem Stand der Untersuchung und Beschlußfassung mit dem Wiederaufbau des Kais schon begonnen werden, was denn auch alsbald geschah. Schon während dieser ersten Verhandlungen bin ich bestrebt gewesen, für den Kaibau eine größere und insbesondere zahlenmäßig festzulegende Sicherheit zu erreichen. Nach Braunschweig zurückgekehrt, sind von mir unter Mitwirkung von Hrn. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M. Brunkhorst alsdann Untersuchungen angestellt, deren Ergebnisse den Mitgliedern der Kommission und der Hafenverwaltung mitgeteilt worden sind. Ich forderte als Sicherheitszahl für den Umbau $n = \frac{4}{3}$ und für den Neubau am Zentralhafen $n = 1,5$.

Die Begründung der Wahl verschiedener Größe der Sicherheitszahl n für die beiden Bauten findet sich weiter unten bei Behandlung des Zentralhafen-Kais gegeben.

Für die Stigbergskai-Verlängerung ließ sich die geforderte Sicherheit gegenüber dem ersten Entwurf durch eine Verlängerung der hölzernen Plattform um 3 m landwärts und die Wahl etwas größerer Pfahllängen für die beiden letzten Gruppen der landwärts stehenden Pfähle erreichen (siehe Abbildung 5 unter b). Diese übertragen dann einen Teil ihrer Auflast auf die Bodenschichten unterhalb der Rutschfläche, wodurch das Gewicht des Baukörpers, der ein Abrutschen erstrebt und die aktiven Kräfte erzeugt, vermindert wird. Dabei ist hier und für den Entwurf zum Zentralhafen-Kai angenommen worden, daß die Pfähle auf den Erdboden unterhalb der Rutschfläche denjenigen Anteil an Last übertragen, der aus ihrer Gesamtbelastung nach dem Verhältnis des Teiles ihrer Umlfläche, der im Boden unterhalb der Rutschfläche sich befindet, und ihrer ganzen Umlfläche sich berechnet. Unberücksichtigt blieb der Biegungswiderstand, den die Pfähle darbieten, wenn sich eine sie schneidende Rutschfläche bilden will, indem Zweifel bestanden, ob ein Biegungswiderstand von Belang im Anfangszustande, d. h. bei beginnender Ueberwindung der Bodenkohäsion, wenn die Gleitbewegung noch sehr klein ist, und ein Verbiegen der Pfähle noch kaum stattgefunden hat, schon entstanden sein wird, und ob dann ein gleichzeitiges Zusammenwirken von Bodenkohäsion und Biegungswiderstand überhaupt erfolgen wird.

Bei unserer zweiten Zusammenkunft im September wurde dieser mein vorstehend mitgeteilter Verstärkungs-Vorschlag seitens der Kommission angenommen; siehe den Kommissionsbericht S. 46. Auch teilte Hafenbaudir. Pettersen mit, daß bei den Vorbereitungen zum Kai-Umbau auf meine Vorschläge schon Rücksicht genommen sei. Die Abbildung 5 deutet diese Verstärkungen gegenüber der Zeichnung vom 29. Mai an; siehe daselbst die Pfähle b.

Der Kräftezug verläuft im Kräfteplan nun nicht stetig; er zeigt vielmehr dort, wo die aktive Kraft ihren Höchstwert erreicht, einen Sprung, indem vom oberen Ende A der die Gewichtssumme darstellenden Linie die kleineren Kräfte aktiven und von unten von B her die größeren passiven Kräfte aufgetragen sind. Wo diese Linienzüge zusammentreffen, zeigt der Unterschied der wagrechten Kräfte an, um wieviel der passive Wert an Horizontalkraft größer wird als der aktive Wert derselben. Aus dem Verhältnis beider ergibt sich dann die Größe der Sicherheitszahl. Für die Stigbergskai-Verlängerung ist diese Untersuchung hier nicht mit zur Darstellung gebracht; das Wesen derselben geht aber aus Abbildung 8, welche den Zentralhafen-Kai betrifft, hervor.

Die Stärke der Kiesschicht, welche unter der Plattform die Böschung des Tonbodens abdeckt, ist so gewählt, daß in ihr die Rammpfähle den erforderlichen festen Halt gewinnen. Dazu sind vom Hafenbauamt besondere Untersuchungen unter Vornahme von Probelastungen eingerammter Pfähle angestellt worden.

Abbildung 1. Ausbildung des einfachen Gewölbe-Modelles.

Abbildung 2. Maximal-Drucklinien-Belastung.

Abbildung 3. Minimal-Drucklinien-Belastung.

Abbildung 4. Abschieben des Pfeilers in der Kämpferfuge.

Abbildung 5. Erhöhung der Standfestigkeit der Pfeiler durch Auflast.

Gewölbe-Modelle.

8. Der Zentralhafenkai.

(Hierzu die Abbildungen 7, 8 und 9.)

Der Zentralhafen, am rechten Ufer der Götha-Elf zu erbauen, besitzt als Untergrund Tonboden von ähnlicher Beschaffenheit wie am Gelände der Stigbergskai-Verlängerung, und das zwar bis zu 90 m unter Geländeoberfläche hinabreichend. Der Tonboden ist dort nach den Bohrer-gebnissen allerdings von etwas festerer Beschaffenheit als am Ort des gerutschten Kais. Um nun die Widerstandsfähigkeit jenes Bodens sicherer festzustellen, beschloß die Kommission im Mai die Ausführung einer Belastungsprobe vorzunehmen, worüber im Jahrgang 1916 der „Mitteilungen“ auf S. 157 schon berichtet worden ist. Das Ergebnis der Belastungsprobe zeigte, daß der Tonboden dort mindestens einen Widerstandswinkel $\varphi = 13^\circ 45'$ besitzt, worin wieder die Wirkungen von Reibung und Kohäsion für die Verhältnisse, wie sie am Zentralhafen vorliegen, zusammengefaßt zum Ausdruck kommen. Die Belastung war über Geländeoberfläche so weit hinausgehend gesteigert, daß eine Auflast von 4 t/qm sich daraus ergab, während die Nutzlast hernach nur 3 t/qm betragen wird. Die Belastung erfolgte auf 65 m Uferlänge; sie wurde so weit getrieben, bis sich landwärts ein erster Riß zeigte, die Grenze der Standsicherheit also nahezu erreicht worden war. Abbildung 7, S. 116 gibt die statische Untersuchung, welche sich auf jenen Zustand bezieht. Für den Kiesboden ist dabei nur mit $\varphi = 24^\circ$ gerechnet, wiewohl der benutzte Kies unter Wasser bis zu 30° Böschungswinkel zeigt. Dabei ist meinerseits von der Annahme ausgegangen, daß die Reinheit des Kiesbodens durch die Baggerungen im Tonboden nicht immer gesichert bleiben mag.

Inzwischen hatten meine in Braunschweig ausgeführten Untersuchungen und unabhängig davon diejenigen des Gothenburger Hafenbauamtes gezeigt, daß eine Schwächung der Kies-schicht im mittleren Teil des Hafenbeckens ohne Verminderung der Sicherheit geschehen könne. Da nun zudem eine Kiesbeschaffung in sehr großer Menge, in begrenzter Zeit zu bewirken, Schwierigkeit bereiten möchte, ist im Bauentwurf für das normale Profil, siehe Abbildungen 8 und 9, wasserwärts die Kiesschichtstärke abgestuft und in weiterer Entfernung vom Kai von 6 auf 3 m herabgesetzt.

Aus Abbildung 8 geht hervor, daß die von mir als etwa erforderlich erachtete Sicherheitszahl von $n = 1,5$ für den Zentralhafenkai annähernd erreicht wird. Am Ort, wo der aktive Erddruck seinen Meistbetrag annimmt, mißt dieser auf 1 lfd. m Kailänge 113 t, der passive hingegen dort 163 t. Das macht einen Ueber-schuß an widerstehender Kraft von 50 t auf 1 lfd. m Kailänge aus und ergibt als Sicherheitszahl

$$n = \frac{163}{113} = 1,44.$$

Dieser gegenüber der Stigbergskai-Verlänge-rung etwas höhere Wert erreichter Sicherheit gegen Gleiten ist begründet, da hier die Grenze, bei welcher das Gleichgewicht der Kräfte be-steht, nicht so genau bekannt ist, wie in erste-rem Fall, und da hier ferner für diesen Hafen die größere Wassertiefe von 9 m nutzbarer und 9,2 m mittlerer Tiefe (Baggertiefe) gefordert wird gegenüber 7 und später 8 m nutzbarer Tiefe an der Stigbergskai-Verlängerung. Außer der in Abbildung 8 zur Darstellung gelangten Rutsch-fläche sind auch hier die Untersuchungen wieder auf andere teils tiefer greifende, teils kürzere und auch auf längere Rutschflächen ausgedehnt; von diesen lieferte die hier dargestellte Rutsch-fläche die ungünstigsten Werte, sodaß sie als die maßgebende bei Ableitung der Sicherheits-zahl allein in Frage kommt.

Abbildung 9 zeigt das für die Ausführung am Zentralhafen bestimmte normale Kaiprofil, auf welches sich die Untersuchung Abbildung 8 be-zieht. Wieder wird im vorliegenden Fall die Kiesschüttung zum Zweck der Belastung des Untergrundes zunächst weit höher empor-reichend zur Ausführung gebracht, als ihre Höhe

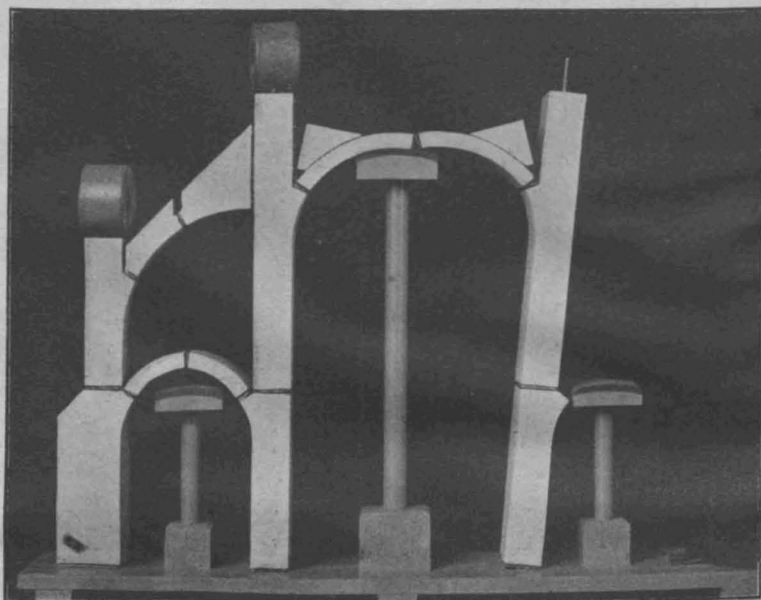


Abbildung 6. Einsturz der Mittelmauer bei Beseitigung von Strebepfeiler und Seitenschiff.

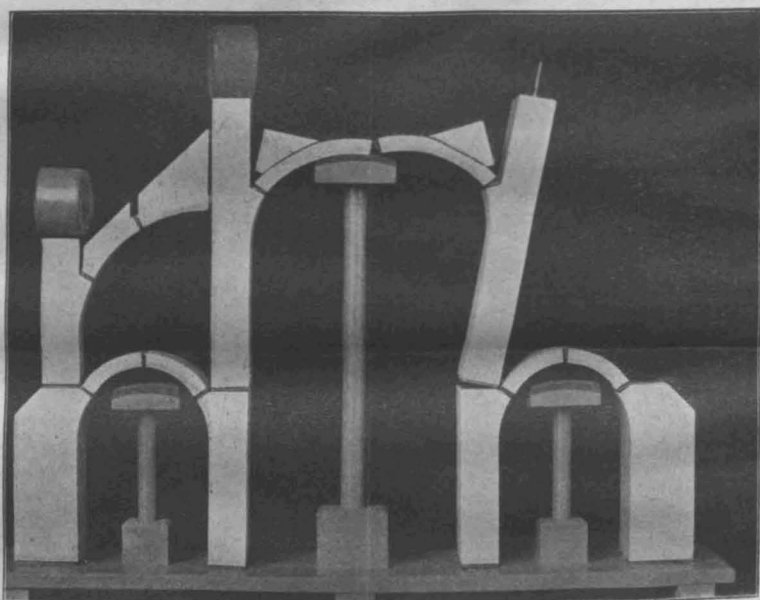


Abbildung 7. Einsturz des oberen Teiles der Mittelmauer bei Beseitigung des Strebepfeilers.

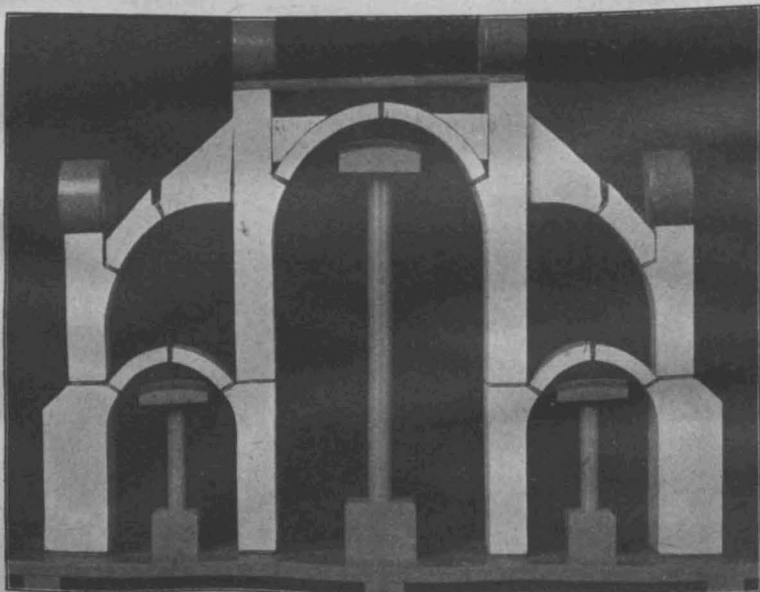


Abbildung 8. Gleichgewichtslage des Gewölbesystems.
Gewölbe-Modelle

hernach betragen soll; siehe die gestrichelte Linie K_1 . Dies Uebermaß beträgt an der Kaivorderfläche bis zu 7,3 m. Durch das Gewicht der vorübergehend dort lagernden Kiesmassen werden sowohl der Tonboden wie auch in seinen unteren Lagen der Kies, beide so zusammen gedrückt, daß der fertige Bau sich hinterdrein nur noch unbedeutend setzt. Nach erfolgter Setzung wird der Kies bis auf die Linie K_2 wieder fortgebaggert. Es sei noch erwähnt, daß der Zweck der vorderen Eisenbetonschwand als ein Schutzmittel gegen einen Angriff des Bohrwurmes schon auf S. 158 Jahrgang 1916 der „Mitteilungen“ näher besprochen worden ist. Auch sind

dort die Vergleiche mit anderen Bauweisen, z. B. Ausführungen ganz in Eisenbeton erwähnt. —

Der Kommissionsbericht enthält außer dem hier gegebenen Querschnitt noch Darstellungen der Bauart für diejenigen Strecken, an welchen der Bau schon in Angriff genommen war. Auch in Bezug auf andere Einzelheiten sei auf diesen Bericht verwiesen, der, entsprechend der Sprache in welcher die Verhandlungen geführt wurden, zunächst in deutscher und wiederholt in schwedischer Sprache gedruckt worden ist. —

Gewölbe-Modelle. Von Professor Dr.-Ing. Michel in Hannover.

Hierzu die Abbildungen S. 117 und 118.



theoretische Darlegungen auf technischem Gebiet bedürfen ergänzender Vorführungen am Gegenstand selbst oder am Modell, wenn sie begriffliche Vorstellungen ermöglichen und dadurch leichter an das Verständnis des Hörers gelangen wollen. In besonderem Maße gilt dies von statischen Vorlesungen und es seien daher im Nachstehenden zwei Modelle beschrieben, die ich mir zur Erläuterung der Gewölbelehre neuerdings habe anfertigen lassen.*)

Das eine Modell (Abbildung 1) stellt zwei Pfeiler mit zwischengespanntem Flachbogen-Gewölbe dar. Der rechte Pfeiler ist mit der Fußplatte fest verbunden, der linke steht auf einem Doppelscharnier. Das Gewölbe zeigt die Gestalt eines Dreigelenkbogens mit Doppelscharnieren im Scheitel und in den beiden Widerlagfugen. Die Drehachsen der sämtlichen Scharniere liegen an den Fugenrändern. Schärferen Anforderungen würde es allerdings entsprechen, sie an den Kerngrenzen, also in den Dritteln der Fugenbreiten anzuordnen, indessen haben vorbereitende Versuche gezeigt, daß die Wirksamkeit der Gelenke bei der hier gewählten Anordnung klarer hervortritt.

Der linke Pfeiler ist unterhalb des Gewölbe-Widerlagers wagrecht durchgeschnitten, so daß der obere Teil sich gegen den unteren verschieben kann. Seitliche Blechführungen und Gegenhalte schränken aber diese Bewegung auf die Richtung des Gewölbeschubes und auf ein für die praktische Vorführung ausreichendes Maß ein, während ein in entsprechende Bohrung gesteckter Stift das obere Pfeilerstück mit dem unteren wieder zu einem zusammenhängenden Ganzen zu vereinigen vermag. Die auf der Abbildung ersichtliche, mit Filz gepolsterte Stütze hat den Zweck, das Gewölbe nur bis zu einer gewissen Tiefe durchsacken zu lassen, weil sonst die Scharniere durch die Wucht völligen Zusammensturzes zu sehr leiden würden.

Das Modell erlaubt bei einheitlichem Pfeiler, d. h. eingestektem Verbindungsstift, die Ausbildung der Maximal- und der Minimal-Drucklinie zu zeigen. Erstere kommt zustande, wenn durch eine von außen her auf den Pfeiler wirkende Kraft, etwa Erddruck oder Gewölbeschub, der Pfeiler nach innen gedrängt und dadurch der Schub des Modell-Gewölbes überwunden wird. Hierbei wird der Gewölbescheitel hochgepreßt und es öffnet sich die Scheitelfuge von oben, jede der beiden Widerlagfugen von unten her, und die Drucklinie kann nur noch durch die Unterkante der Scheitelfuge und die Oberkanten der Kämpferfugen gehen, d. h. sie muß die Gestalt der Maximal-Drucklinie einnehmen (Abbildung 2).

Anderseits kann auch das Gewölbe zu stark belastet werden (Abbildung 3). Dann kippt der mit Scharniergeleken in der Sohlenfuge versehene linke Pfeiler nach außen um, das Gewölbe folgt nach und es öffnet sich infolgedessen die Scheitelfuge von unten, jede der beiden Widerlagfugen von oben her. Die Gewölbekraft kann sich dann nur noch durch die Oberkante der Scheitelfuge und die Unterkanten der Widerlager übertragen, d. h. es bildet sich, so lange das Gewölbe nicht völlig zusammenbricht, die Minimal-Drucklinie aus. Aber abgesehen davon, daß der Pfeiler nach innen oder außen umgestürzt werden kann, besteht noch die Gefahr, daß er in irgend einer Fuge abgleitet. Am meisten gilt dies von der ersten Lagerfuge unterhalb des Widerlagers, also der Stelle, wo im Modell der wagrechte Schnitt durch den Pfeiler gelegt ist; denn hier ist das Gewicht der aufgepackten Pfeilermasse und damit die das Abgleiten verhindernde Reibung geringer als in den weiter unten liegenden Fugen, während der Gewölbeschub überall derselbe bleibt. Sobald letzterer die Oberhand gewinnt, rutscht der Pfeiler in der Fuge ab und das Gewölbe stürzt

ein (Abbildung 4). Sieht man von der verkittenden Kraft des Mörtels ab, so kann Sicherheit gegen dieses Abgleiten nur durch Vergrößerung der Reibung, d. h. durch Vergrößerung des Fugendruckes erzielt werden, sei es, daß man den Querschnitt und damit das Gewicht des Pfeilers selbst vergrößert, oder daß man eine besondere Auflast auf den Pfeiler bringt (Abbildung 5). Den letzteren Weg hat die gotische Bauweise mit Vorliebe eingeschlagen und in den Fialen bis in die letzten Möglichkeiten verfolgt.

Ein zweites größeres Modell (Abbild. 6—8) veranschaulicht in allgemeinen Zügen das Strebewerk einer dreischiffigen gotischen Basilika. Der Einfachheit halber sind nur Tonnen anstelle von Kreuzgewölben, sowie geschlossen durchlaufende Mittelwände angenommen, ohne daß letztere in Pfeiler mit Längsbögen aufgelöst sind. Sämtliche Gewölbe und Streb Bögen haben drei Gelenke in Gestalt von Doppelscharnieren. Die Mittelwände sind über dem Ansatz der Seitenschiff-Gewölbe wagrecht durchgetrennt und hier wie in den Bogenfugen mit Doppelscharnieren versehen. Auch die Seitenwände haben ebensolche Fuß-Scharniere und sie tragen gleichartig angeschlossene Pfeiler zur Aufnahme von Streb Bögen. Diese Pfeiler und Bögen besitzen den wirklichen Verhältnissen entsprechend eine geringere Tiefenabmessung als die durchlaufenden Gewölbe und Mauern. An geeigneten Stellen sind die Doppelscharniere lösbar eingerichtet, sodaß sowohl die Streb Bögen mit ihren Pfeilern wie auch die Außenmauern und Gewölbe der Seitenschiffe weggenommen werden können.

Infolge der vielen Gelenke ist das Modell zwar sehr beweglich, aber filzgepolsterte Stützen verhindern auch hier ein völliges Zusammenfallen, das durch seine Gewalt leicht zu Verbiegungen und sonstigen Schäden führen könnte.

Wird auf einer Seite des Modells, etwa rechts (Abbildung 6), das Seitenschiff nebst Streb system beseitigt, so drückt das Hauptgewölbe mit unbehinderter Wucht auf die Mittelmauer und diese stürzt um. Schon günstiger gestaltet sich die Sachlage, wenn das Seitenschiff eingeschaltet und dem Schub des Hauptgewölbes entgegengestellt wird. Allerdings wird dabei nur der untere Teil der Mittelmauer einwandfrei festgespannt, während das Hauptgewölbe noch versucht den über das Seitenschiff ragenden Teil der Mittelmauer umzuwerfen (Abbildung 7). Eine auf die letztere aufgebrachte Auflast, wie wir sie z. B. in der gotischen Fiale kennen, vermag zwar die Standsicherheit zu erhöhen, aber dieses Mittel kommt nur in gewissen Grenzen in Betracht und reicht vor allen Dingen nicht aus, sobald ein von der Gegenseite, im vorliegenden Fall also von links her kommender Wind aufgenommen werden muß.

Da hat nun der Strebobogen von rechts her einzugreifen und dem oberen Teil der Mittelmauer genügenden Halt zu geben, sodaß nicht nur der Schub des Hauptgewölbes, sondern auch der auf die linke Mittelmauer entfallende und durch das Gewölbe herübergeleitete Winddruck abgefangen wird. Hierbei kann der den Strebobogen aufnehmende äußere Pfeiler durch eine Auflast widerstandsfähiger gemacht werden. Eine gute Hintermauerung sorgt dafür, daß das Hauptgewölbe die zur Uebertragung der Windkräfte von der einen zur anderen Mittelmauer erforderliche Steifigkeit besitzt und außerdem wird diese Ueberleitung durch die auf den Mittelmauern aufruhenden schweren Dachbalken gefördert.

Das sorgfältig abgewogene Zusammenwirken aller dieser baulichen Mittel führt schließlich zu einem Gleichgewichtssystem (Abbildung 8) das nicht nur die Gewölbekräfte sicher in das Fundament überleitet, sondern auch imstande ist, einen erheblichen Winddruck elastisch aufzunehmen, das also, selbst wenn es sich vor dem Winddruck etwas angebogen hat, nach dem Aufhören dieser Einwirkung wieder in seinen Anfangszustand zurückkehrt. Am Modell kann dies durch einen leichten seitlichen Fingerdruck gezeigt werden. —

*) Ueber statische Modelle vergl. auch „Zeitschrift des Ver. deutsch. Ing.“ 1910, S. 1301 und „Zeitschr. für Architektur und Ingenieurwesen“ 1911, S. 254.

Die ausgedehnte und vorteilhafte Verwendungsmöglichkeit des Zementes und Betons im Bergbau als Hilfsmittel zum Abteufen von Schächten in stark Wasser führendem Gebirge und zum Ausbau von Schächten und Strecken unter gleichen Verhältnissen sowie bei starkem Druck ist ein Thema, das wir in den „Mitteilungen“ schon wiederholt behandelt haben (Jahrgänge 1908, 10, 11, 13, 14 und zuletzt 1916). Die Berg- und Hüttenmännische Zeitschrift „Glückauf“ beschäftigt sich naturgemäß häufig mit dieser Frage und die dort erscheinenden Aufsätze sind geeignet, dem Betonbauer manche wertvolle Winke für die Ausführung solcher schwierigen Arbeiten zu geben.

Im Jahrgang 1916, S. 119, der „Mitteilungen“ haben wir zuletzt auf eine Veröffentlichung dieser Zeitschrift verwiesen über den Ausbau von Schächten und Strecken mit Verbund-Tübbings, d. h. mit einer Eisenbeton-Konstruktion eigener Art als Ersatz für den Ausbau mit Gußeisen-Tübbings oder Mauerwerk. Nach diesem, von der Firma Wilhelm Breil in Essen ausgebildeten Verfahren, wird der den Schacht (oder die Strecke) auskleidende Eisenbetonmantel nicht mit einem erst an Ort und Stelle einzubauenden Runden-Gerippe bewehrt, sondern mit einem in Abschnitten von 1–1,5 m Höhe und in einzelnen Segmenten von 3–5 m Länge vorher fertig abgeordneten Eisengerippe aus Winkeleisen mit leichter Gitterwerksverbindung, dessen Teile dann im Schacht zu einem geschlossenen Ring zusammengesetzt und unter Anwendung einer vorderen eisernen Schalung einbetoniert werden. Um den Einbruch loser Gebirgsmassen von hinten zu verhindern, wird das Eisengerippe mit einem Drahtnetz hinterspannt, das bei stärkerem Wasserandrang auch durch ein dünnes Eisenblech mit verstemten Fugen ersetzt werden kann. Der Zwischenraum zwischen Netz oder Blech und Gebirgsstoß ist dann noch dicht mit Zement nach Einbetonierung des Gerippes auszupressen. Im Inneren kann erforderlichen Falles noch eine Auskleidung mit Beton-Formsteinen stattfinden.

Es wird in dem angezogenen Bericht auf die guten Erfahrungen hingewiesen, die mit diesem Ausbau bei einigen Schächten der Gewerkschaft Ewald der Saar- und Mosel-Bergwerks-Gesellschaft gemacht worden sind. Dieselbe Zeitschrift berichtet jetzt eingehender in ihren Nummern 24 und 25 d. J. über die Verwendung des gleichen Ausbaues auf den Zechen Ewald-Fortsetzung und Constantin der Große^{*)}. Es waren das beides Bauaufgaben, bei denen die Vorzüge des Verbundbaues gegenüber demjenigen mit gußeisernen Tübbings und Mauerwerk sich besonders geltend machen.

Bei dem mit 6,5 m lichtigem Durchmesser abzuteufenden Schacht IV der Zeche Ewald-Fortsetzung, war ursprünglich auf die oberen 120 m eine Abteufung durch Wasser führenden Mergel und eine Auskleidung mit in der Wandung 35 bis 60 mm starken gußeisernen Tübbings vorgesehen, während für das darunter liegende Gebirge eine Auskleidung mit Mauerwerk von 2½ Stein oder 65 cm Stärke geplant war. Nach den guten Erfahrungen mit dem gleichen Verfahren bei Schacht VI der Zeche Ewald beschloß man jedoch, den Ausbau mit Verbund-Tübbings in ihrer schweren Form für den Wasser führenden Schachtteil und ihrer leichteren anstelle der Mauerwerks-Auskleidung im trockenen Teil. Man erwartete für den oberen Schachtteil einen Wasserandrang von rd. 8 cbm/Min. Um diesen sicher abzuschließen, wurde eine Zementierung der Gebirgsklüfte vorgesehen und außerdem eine Abdichtung des einzubauenden Mantels durch ein 3 mm starkes Blech mit in Blei verstemten Fugen. Unter Umständen sollte noch bei nicht genügender Wasserdichtigkeit nachträglich ein leichter Gußeisen-Tübbing vorgebaut werden, der Schacht wurde daher mit der etwas größeren

Lichtweite von 6,75 m ausgeführt. Durch das Zementieren gelang bereits ein Abschluß des Wasserzuflusses bis auf etwa 180 l/Min. Nach Ausführung der Eisenbeton-Verkleidung und Auspressung des Schlitzes zwischen Blechmantel und Gebirgsstoß mit Zement unter 5 Atm. Druck, war nur noch ein Schwitzen des Betons, kein eigentlicher Wasserabfluß mehr zu spüren. Die Auskleidung mit einem inneren Gußeisen-Tübbing wurde daher völlig erspart. Der Unternehmer erhielt für den fertigen Ausbau 300 M./m, abgesehen von den nicht unbeträchtlichen Mehrkosten für die Ausfüllung des beim Sprengen stark zerklüfteten Gebirges mit Zement. Der Schacht ist bis 485 m Tiefe in der beschriebenen Weise abgeteuft, dann wurden gegen Erwarten wieder wasserführende Schichten angetroffen, die unter 40 Atm. Druck stehen. Es mußte hier ein stärkerer Ausbau vorgesehen werden, der ebenfalls in Eisenbeton erfolgen sollte, aber infolge des Krieges nicht zur Ausführung kam. Die Betonierung erfolgte hier von einer Schwebebühne aus.

Ein Ausbau gleicher Art, aber ohne vorherige Zementierung des Gebirges, erfolgte auf Schacht XI der Zeche Constantin der Große. Der Schacht von 5,5 m Durchm. war hier von etwa 30 m—280 m Teufe abzusenken bei zum Teil 300 bis 500 l/Min. Wasserandrang. Es war hier infolge der beabsichtigten Art des Abbaues der Kohlenflöze mit nachträglichen Bewegungen im Gebirge zu rechnen, die starke Druckwirkungen auf den Schacht ausüben können. Der Ausbau ist daher so stark gewählt, daß seine Biegezugsfestigkeit erheblich über diejenige einer anfangs geplanten 2½ Stein starken Ausmauerung hinausgeht. Die Mantelstärke beträgt dabei doch nur 35 cm. Eine besondere Schwebebühne war hier nicht erforderlich, da die „Einstriche“, die in Eisenbetonschublen lagern, gleich mit eingebaut wurden und daher als Arbeitsbühne dienen konnten. Auch Schacht X soll nun in gleicher Weise von seiner jetzigen zweiten Sohle von 300 m Teufe ab um weitere 200 m abgeteuft werden.

Der Ausbau mit dem Breil'schen Verbund-Tübbing, der in etwas abgeänderter Form auch im Strecken-Ausbau Verwendung finden kann (der Aufsatz bringt auch hierfür Beispiele), kann danach sowohl mit, wie ohne vorhergehende Zementierung der Schachtsohle als vollwertiger Ersatz für die gebräuchlichen eisernen Tübbings bezeichnet werden. Er ist hervorragend standsicher, kann im Falle von Senkungen der Schachtmauer, die zu Beschädigungen führen, auch ohne zu große Schwierigkeiten ausgebessert werden (dahin gehende erfolgreiche Versuche sind z. B. auf der Zeche Alma der Gelsenkirchener Bergwerks-Gesellschaft durchgeführt worden), und wenn man den Torsions-Spannungen, Verdrehungen und Stauchungen des Schachtes noch durch besondere Vorkehrungen entgegen wirken will, so läßt sich das nach Ansicht des Verfassers durch stopfbuchsenartige Längsausgleichungen im Schachtmantel erreichen, für deren Bewährung allerdings noch keine Erfahrungen vorliegen. Gegenüber dem gußeisernen Tübbing wird der Verbund-Tübbing auch bei gewöhnlichem Stand der Eisenpreise stets billiger. Im Schacht XI Constantin d. Gr. hat z. B. bei 220 M./t Tübbingspreis die Ersparnis nicht weniger als 50 % betragen, trotzdem auch die Preise für die Bewehrung der Verbund-Tübbings um 100 % gestiegen waren (die Ausführung erfolgte jetzt im Kriege). Sehr wesentlich geringer ist natürlich auch der Eisenverbrauch beim Verbund-Tübbing, was namentlich zu jetziger Zeit schwer ins Gewicht fällt. Gegenüber dem Mauerwerks-Ausbau im trockenen Gebirge wird der Ausbau mit Verbund-Tübbing allerdings teurer bei den geringeren Stärken, während bei Strecken größeren Druckes, also stärkerer Ausmauerung, allmählich ein Ausgleich der Kosten eintritt. Der Mehrpreis wird aber durch die bei Weitem höhere Widerstandsfähigkeit des Verbund-Ausbaues aufgehoben, außerdem treten auch noch hinsichtlich der Ausführung Ersparnisse verschiedener Art bei diesem ein. — (Schluß folgt.)

^{*)} E. Straeter, Bergassessor. Der Ausbau von Schächten und Grubenräumen nach dem Verfahren von Breil auf den Zechen Ewald-Fortsetzung und Constantin der Große.

Vermischtes.

Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. In dem Aufsatz in No. 13 der „Mitteilungen“ haben sich infolge der Schwierigkeit, durch den im Ausland lebenden Verfasser Korrektur lesen zu lassen, einige kleine Fehler eingeschlichen, die nachstehend berichtigt seien: S. 101 rechte Spalte muß es in der 2. Zeile unter der Abbildung statt $\mu \cdot q = 0,531$ heißen „und“ $q = 0,531$; ferner Zeile 8 von unten ist statt $z = \frac{164380}{4761}$ zu setzen „ $x =$ “. Auf S. 102 Gl. 15

muß es in der Klammer statt bd^2 heißen $b'd^2$. Schließlich ist auf S. 103 in den Gleichungen 23 und 24 im Druck der Bruchstrich bei $7/8$ nicht überall deutlich geworden, sodaß statt dessen in einzelnen Nummern 7,8 oder 78 zu lesen ist. —

Unter welchen Voraussetzungen kann Beton durch Gaswasser, Ammoniak und Teer angegriffen und zerstört werden. In der kleinen Mitteilung in No. 14 unter obiger Ueberschrift muß es in der Zusammenstellung verschiedenartiger Zusammensetzung des Gaswassers statt „Unterschwelliges Ammonium“ natürlich heißen „unterschwellig-saures“. —

Inhalt: Telephonurm Postgebäude Germersheim. — Die neuen Kaibauten Gothenburgs. (Schluß). — Gwölbe-Modelle. — Anwendungen von Zement und Beton im Bergbau. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

Nº 16.

Instandsetzung geborstener Kuppel-Tragepfeiler mit Preßzement.

Von Geh. Baurat K. Bing in Köln am Rhein.



Ende Februar d. Js. fand man in einer etwa 20 Jahre alten Synagoge einer rheinischen Stadt bei der Reinigung zwischen den Bankreihen in der Nacht vorher abgefallene Putzstücke, die, wie sich herausstellte, von einem dem Allerheiligsten zugewandten Tragebogen unter der Kuppel des Gotteshauses stammten. Die nähere Untersuchung, die von hohen Leitergerüsten aus erfolgte, ergab, daß sich schon vor längerer Zeit, sowohl am vorgenannten als auch an dem gegenüber liegenden Tragebogen Putzflächen losgelöst hatten, die zum Teil mit der Hand abgenommen werden konnten. Beweis für das größere Alter der Loslösung war die Verstaubung der Putzhinterflächen bei den abgenommenen lose sitzenden Putzstücken. Ob die Loslösung des aus hydraulischem Kalkmörtel hergestellten Putzes schon während der Setzperiode des Gebäudes, vielleicht wegen nicht genügenden Anstehens des aus Ziegeln und Zementmörtel hergestellten Tragebogens oder später erfolgt ist, ob das Herabfallen mit einer etwa einen Monat vorher stattgehabten Explosion in einem Nachbarort, die manche Verwüstungen, Erschütterungen und Zerstörungen auch sonstwie im Gefolge hatte, in einem gewissen Zusammenhang stand, konnte mit Sicherheit nicht ermittelt werden. Uebrigens ergab die weitere Untersuchung vollständige Gesundung in der Konstruktion der vier Tragebogen, sodaß nach Erneuerung der bei der Blosslegung entfernten Putzflächen weitere Besorgnisse nicht gerechtfertigt waren.

Diese Vorkommnisse werden deshalb ausführlicher, als für den wei-

teren Gang der Angelegenheit nötig erscheinen mag, geschildert, weil sie an sich wohl ungewöhnlich sind

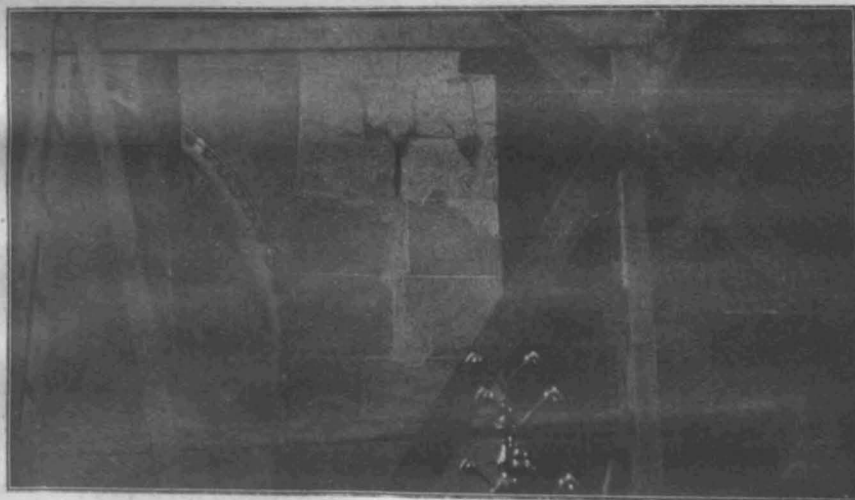


Abbildung 4a. Pfeiler II, Seite a.

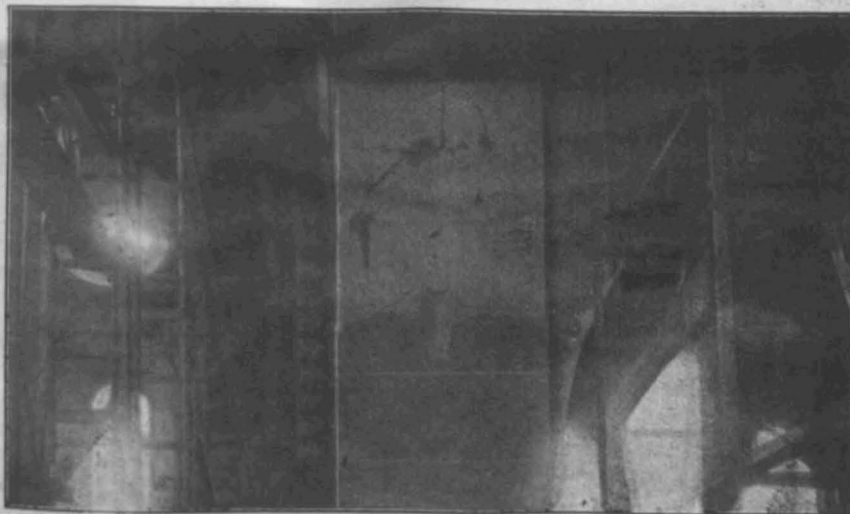


Abbildung 4b. Pfeiler II, Seite b.

und vielleicht mit den späteren Erkenntnissen in ursächliche Beziehungen gebracht werden können. Mit den zu ihrer Erledigung aufgestellten Leitergerüsten ergab sich die Gelegenheit, einen zwar schon längere Zeit bekannten, aber durchaus harmlos erscheinenden, im Putz des einen nach Nordwesten liegenden Haupttragepfeilers (Grundriß Abbildung 1) unter der Kuppel erkennbaren hoch gelegenen, sonst nicht erreichbaren Riß von etwa 20–30 cm Länge und vielleicht 1–2 mm Breite näher zu untersuchen.

Eine Kuppel (Querschnitt Abb. 2) von etwa 14 m Durchmesser wird von vier ebenso weit gespannten Halbkreisbögen und dazwischen liegenden Zwickeln getragen. Oberhalb der etwa 80 cm starken Bögen befindet sich ein von Pfeiler zu Pfeiler gehender starker Ringanker.

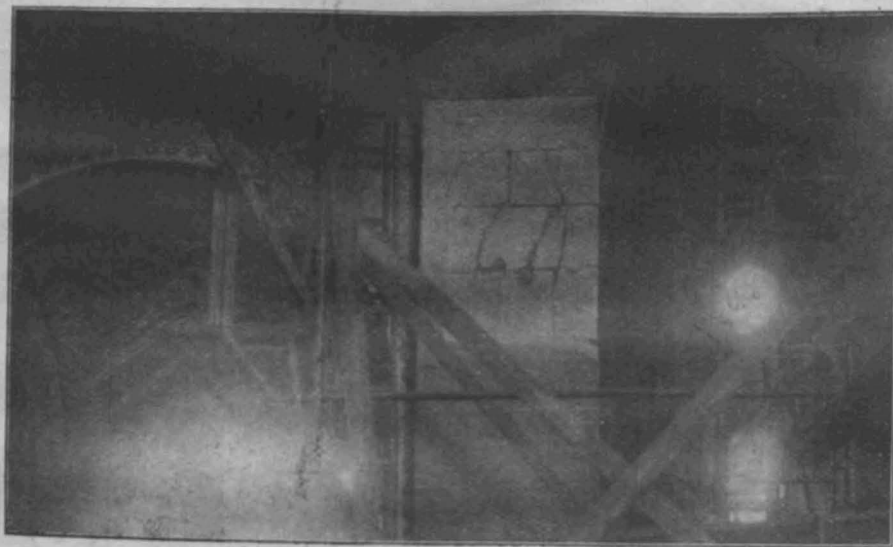


Abbildung 3b. Pfeiler I, Seite b.



Abbildung 3a. Pfeiler I, Seite a.

Die Bögen sind bis auf etwa $\frac{1}{4}$ ihrer Spannweite vorgekragt. Ebenso ist ein hochgestellter Entlastungsbogen zum Tragen von Kuppelturm und Dach darüber, weit übergekragt. Diese Bögen enden unten auf 4 Haupttragepfeilern, deren oberes Abschlußgesims rund 11 m über dem Erdgeschoßfußboden liegt. Um den Mittelraum, den die Kuppel überdeckt, ziehen sich seitlich und hinten je 4 m breite Seitenschiffe, die mit Halbkreisbögen überdeckt sind. Diese Nebenschiffe sind in Höhe von etwa 4 m mit Emporen ausgestattet, die unterwölbt sind, sodaß in dieser Höhe eine nach allen Richtungen wirksame Versteifung vorhanden ist. Da im freien Raum kein Anker angebracht ist, so bildet die nächste Ver-

steifung nach oben der vorerwähnte Ringanker, der demnach von der Emporen-Versteifung aus $\frac{14,0}{2} + 0,80 + 11,0 - 4,0 = \text{rd. } 15 \text{ m}$ entfernt ist.

Bei der Untersuchung des vorerwähnten Pfeilers durch Abklopfen wurden hohle Töne wahrgenommen. Nun wurde der Riß weiter vom Putz entblößt und es stellte sich hierbei heraus, daß es sich um eine weite Verzweigung von in lotrechter Richtung verlaufenden Rissen (vgl. die Pfeiler-Aufnahme Abb. 3a und b) handelte, die die beiden nach den Tragebögen hin liegenden Flächen des Pfeilers und zwar in der Nähe der diagonal zur Kuppelmitte stehenden Pfeilerecke und in Höhe vom Pfeilerabschlußgesims bis etwa 2 m unterhalb durchsetzten. Beim Abhauen des Putzes zeigte es sich, daß die Pfeiler aus etwa 40 cm hohen Quadern von Niedermendiger Basaltlava aufgebaut waren und zwar in jeder Schicht aus 2 nebeneinander liegenden Stücken bestehend, deren Stoßfugen kreuzweise sich übersetzten. Es handelte sich augenscheinlich um eine übermäßige Kantenpressung an der nach der Mitte zu gelegenen Ecke, über deren Herkunft vorerst vollständige Zweifel herrschten. Da der aufgetretene Mangel zunächst in der Güte des zur Verwendung gelangten Werksteines vermutet werden durfte, wurde ein mit solchem vertrauter Steinmetzmeister zugezogen, der jedoch an diesem nichts auszusetzen fand. Jedoch wurde bei dieser Untersuchung gefunden, daß die Lagerflächen der Quader zum Teil nicht ausgegossen waren und daher hohl lagen, sodaß an einzelnen aufgetauenen Stellen mit dem flachen Maßstab nicht nur weit hinein gelangt werden konnte, sondern sich hier auch die Möglichkeit ergab, von diesen Eingangsstellen aus, wie mit einem Radiusvector große Flächen der Lagerfugen zu bestreichen. Da sich dieses Ergebnis in vielen Fugen wiederholte, beschloß die Baupolizei, die vom Sachverhalt Kenntnis erhielt, und wohl mit Recht die aufgetretenen Risse mit den offenen Lagerfugen in ursächlichen Zusammenhang brachte, die Synagoge mit der Begründung für den Gottesdienst zu sperren, daß sie den derzeitigen Bauzustand nicht für sicher halte und der Gemeinde aufzugeben, solche Instandsetzungsarbeiten vorzunehmen, daß die jetzt bezweifelte Standsicherheit wieder hergestellt würde.

Die Frage zu lösen, welcher Art die verlangten Instandsetzungsarbeiten sein mußten, um einestheils den verlangten Sicherheitsgrad zu geben, andererseits die vollständige Erneuerung des schadhafte Pfeilers zu umgehen, mit welcher eine vollständige Abfangung der darüber liegenden Last verbunden gewesen wäre, bedurfte der eingehendsten Erwägungen. Es handelte sich um Arbeiten, die schon zu gewöhnlichen Zeiten von weitesttragender Bedeutung sind, während der Kriegszeit bei der durch die Militärbehörde bewirkten Sperrung aller nicht kriegsindustriellen Bauten, aber kaum zu bewerkstelligen waren. Dazu kam, daß auch der Gemeinde sich eine gewisse Panik bemächtigt hatte und die Sorge für die Zukunft des monumentalen Bauwerkes die Gemüter erregte, schließlich aber auch die Kosten sich

nicht ins Ungemessene steigern sollten. Inzwischen hatte eine Untersuchung des zweiten nach der Hofseite gelegenen Pfeilers (Aufnahme Abb. 4a und b. S. 121) ergeben, daß sich hier ähnliche, wenn auch weniger umfangreiche Zerstörungen an genau denselben Stellen in Bezug auf die Mitte der Kuppel vorfinden; ebenfalls waren auch hier die Lagerfugen zum großen Teil offen und unvergossen. Da sich bei einer vorläufigen Untersuchung dieser Lagerfugen auch beim 3. und 4. Pfeiler mehrfache Fehlstellen zeigten, erschien es zweifellos, daß die Schäden auf statische Wirkungen in Folge der ursprünglich mangelhaften Ausführung zurückzuführen waren.

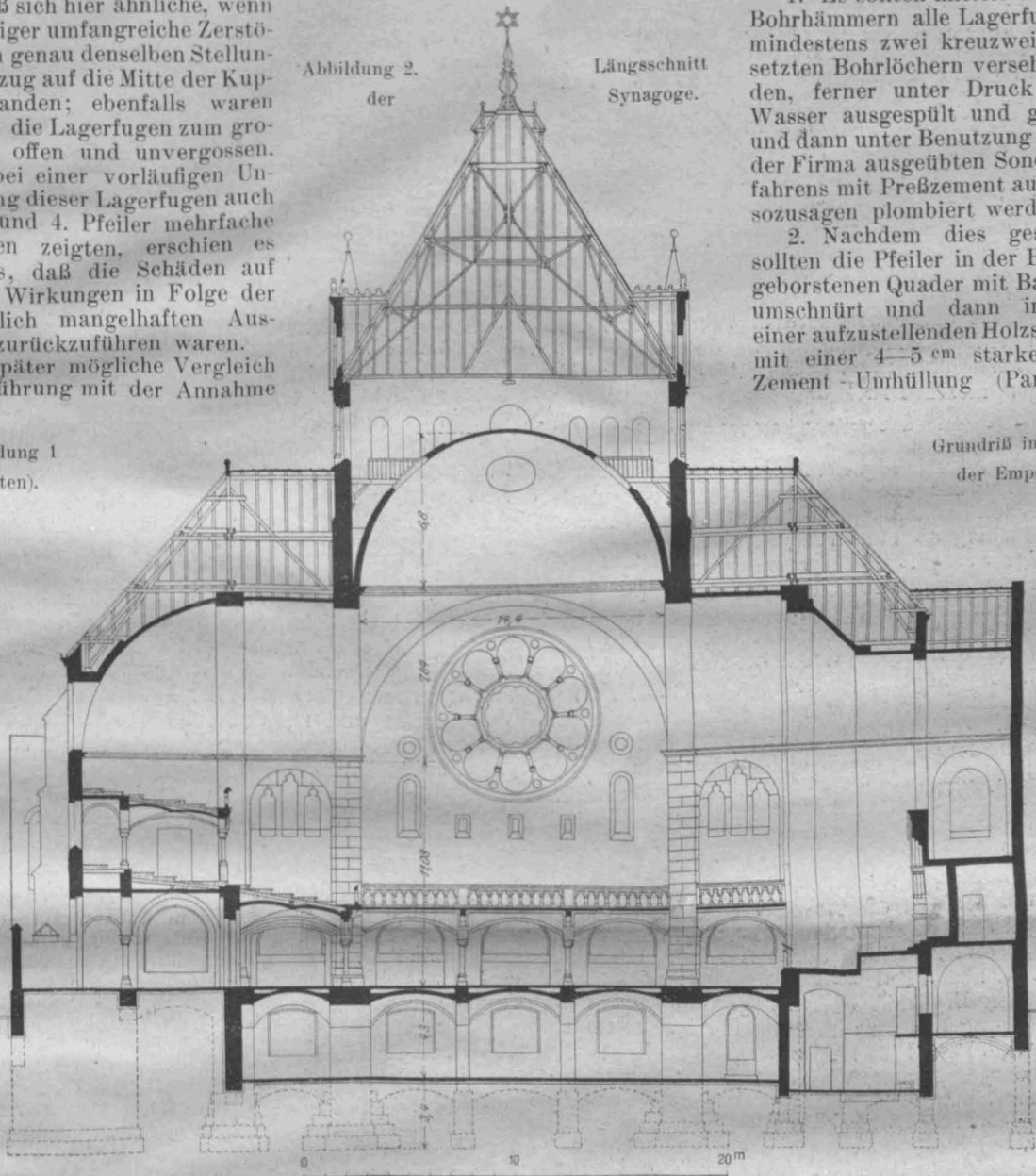
Der später mögliche Vergleich der Ausführung mit der Annahme

Zementbau-A.-G., Berlin W und Wien I empfohlen, die demnach zugezogen wurde und bei örtlicher Besichtigung nachstehende Vorschläge unterbreitete.

1. Es sollten mittels Pressluft-Bohrhämmern alle Lagerfugen mit mindestens zwei kreuzweise angeordneten Bohrlöchern versehen werden, ferner unter Druck mittels Wasser ausgespült und gereinigt und dann unter Benutzung des von der Firma ausgeübten Sonder-Verfahrens mit Preßzement ausgefüllt, sozusagen plombiert werden.

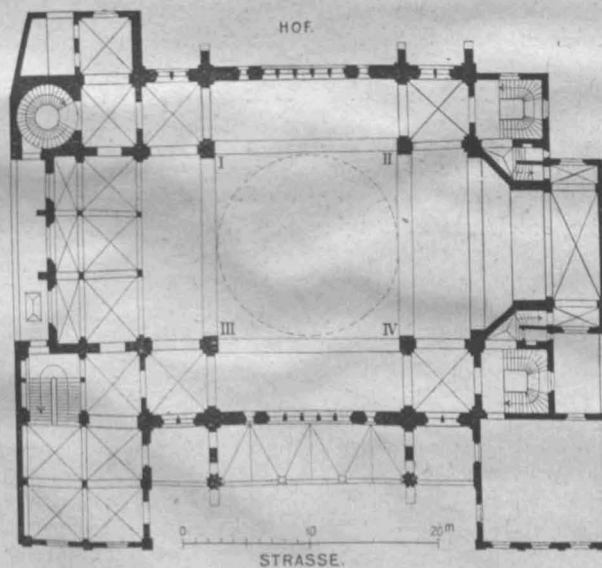
2. Nachdem dies geschehen, sollten die Pfeiler in der Höhe der geborstenen Quader mit Bandeisen umschnürt und dann innerhalb einer aufzustellenden Holzschalung mit einer 4-5 cm starken Preß-Zement-Umhüllung (Panzerung)

Abbildung 1
(unten).



der statischen Berechnung, nach der durch starke Ueberkragung der Massen die Horizontalschübe verringert, die lotrechten Drücke verstärkt worden waren, ergab bei der fehlerhaften Ausführung der offen gelassenen Lagerfugen die rechnerisch nachweisbare Ueberbeanspruchung der diagonal zur Kuppelmitte gerichteten Pfeilerecken. Daher wurde das Bedürfnis erkannt, durch nachträgliches Ausfüllen der offenen Fugen mit flüssigem Zement den ursprünglich gedachten und notwendigen Zustand in den Lagerflächen nunmehr herzustellen und die gedrückten Stellen des Pfeilers zu binden bzw. zu umschnüren oder durch gesunde Teile zu ersetzen.

Für die Ausführung dieser Arbeiten wurde von namhafter Seite die Firma August Wolfsholz, Preß-



versehen werden.

Die unter 1) genannte Ausführung sollte dem Zweck dienen, den Pfeiler gegen lotrechten Druck widerstandsfähiger zu machen die unter 2) erwähnte, etwaigen vorhandenen Querspannungen entgegenarbeiten.

Mit dem Vorschlag unter 1) waren die sämtlichen zugezogenen Sachverständigen ohne weiteres einverstanden, während gegen den unter 2) Bedenken laut wurden. Einesteils wurde er als zu weitgehend bezeichnet, weil in keiner Weise bewiesen sei, daß wagrechte oder Querspannungen vorhanden wären,

andererseits könne die verhältnismäßig schwache Schale nicht hoch eingeschätzt werden. Es sei zwar durchaus erwünscht, eine Bindung der abgedrückten Quader in wagrechter Richtung vorzunehmen, um das seitliche Heraus-

drücken der lose sitzenden Steinbrocken zu verhindern, das könne aber billiger und leichter als durch die vorgeschlagene Panzerung geschehen. Andererseits wurde bemerkt, daß, wenn die Kosten im Verhältnis zur Gesamtausführung nicht allzu hoch würden, es erwünscht sei, gegenüber den jetzt als zu schwach sich zeigenden Abmessungen eine wünschenswerte Verstärkung eintreten zu lassen.

An entscheidender Stelle kam man schließlich zu folgendem Ergebnis:

Zu 1) der geplanten Ausführung wurde auf die Notwendigkeit hingewiesen, daß dem beabsichtigten Ueberdruck von 2 Atm., entsprechend einem inneren Druck von etwa 20000 kg auf 1 qm Fugenfläche, durch besondere Vorkehrungen entgegen gewirkt werden müsse. Unter Anerkennung der Zweckmäßigkeit der sonstigen Ausführung müsse daher beansprucht werden, daß durch starke bei der Herstellung anzuwendende vorher statisch zu begründende und später zu beseitigende eiserne Verankerungen, diesem Druck und dem seitlichen Herauspressen der Quader gegenüber Sicherheit gewährleistet würde.

Zu 2) der beabsichtigten Ausführung müsse man davon ausgehen, daß es sich wahrscheinlich nur um lotrechten Druck handle und in Folge dessen könne auf die vorgeschlagene Panzerung kein unumgänglicher Wert gelegt werden. Es sei vorzuziehen statt dessen, nach Fertigstellung und Abbinden des in die Fugen eingepressten Zementes die abgesprengten Quaderteile durch gesundes Hausteinmaterial zu ersetzen, da nicht anzunehmen wäre, daß erstere durch die Zementausfüllung der Sprünge genügend gesichert würden. Nachdem jedoch eingehend erörtert worden war, wie diese Ausführung zu bewerkstelligen sei, — namentlich wegen Herausnahme der abgesprengten Teile, Herausarbeiten größerer Hohlräume für die neu anzuschaffenden Werkstücke in regelrechter Form, Neuanbringen und Versetzen dieser Quader mit schwerem Hebezeug von kräftigeren Rüstungen aus, während bisher nur Leitergerüste in Betracht kamen, unter Berücksichtigung der großen Höhe, in welcher sich die Arbeit abspielen müsse — ferner wegen der Neuschwächung des eben in den Lagerfugen vergossenen Pfeilers durch die Hohlräume zur Aufnahme der neuen Teile — kam man an maßgeblicher Stelle zu dem Ergebnis, daß der gewünschte Zweck, nämlich Bindung und Umschnürung der lose sitzenden Teile immerhin noch besser und billiger durch das von Wolfsholz vorgeschlagene Verfahren zu erzielen sei, als durch die an sich zwar wünschenswertere aber schwierigere und gefahrdrohendere Erneuerung der schadhaften Pfeilerteile.

Die Nachprüfung der statischen Berechnung ergab, daß, wenn die Ausführung genau nach den Vorschriften erfolgte, der zulässige Druck nicht überschritten worden wäre. So aber ergaben sich bei der mangelhaften Ausführung und den leeren Lagerfugen auch rechnerisch weite Ueberbeanspruchungen, die das Auftreten der

Risse wohl erklärlich machten. Kleine Abweichungen in der Ausführung gegenüber der gedachten Konstruktion mögen den Kantendruck noch vergrößert haben. Auch nicht ganz symmetrische Kräftewirkung — es sind Unterschiede zwischen den Belastungen an der Straße und nach dem Hofe hin vorhanden — mögen ungünstig mitgespielt haben. Vielleicht dürfte in diesen Verhältnissen die Erklärung für das eingangs erwähnte auffällige Abstürzen des Putzes von den Tragebögen gesucht werden können. Bei ungünstigen Umständen wuchs die Belastung der exzentrisch gedrückten Pfeiler bei den hohlen Lagerungen bis auf 118 kg/qcm, d. h. etwa den dreifachen Wert der sonst für den verwendeten Haustein bei der erforderlichen Sicherheit als zulässig angenommenen Beanspruchung. Man mußte annehmen, daß der Pfeiler, mit etwa 10 cm Breite am Rande der wagrechten Schichten unterschlossen, gewissermaßen wie ein Hohlkörper belastet wird. Da ein exzentrisches Moment in der Richtung der Diagonale nach Kuppelmitte zu nicht abzuweisen und infolgedessen an der vorerwähnten Ecke übermäßiger Druck aufzutreten war, mußte an entgegengesetzter Ecke des Pfeilers u. U. mit Zug gerechnet werden. Um der hiermit vorhandenen Zerknickungsgefahr zu begegnen, wurde daher noch eine Absteifung der Pfeiler gegen die schmalen Seitenschiffe für nötig gehalten und in der Folge bewirkt.

Da inzwischen der Wolfsholz'sche Kostenanschlag eingegangen war und alle übrigen Verhältnisse genügend geklärt schienen, übertrug die Gemeinde an genannte Bauunternehmerin unter Oberleitung des Verfassers die Ausführung, nachdem ihr antragsmäßig zur Pflicht gemacht worden war, in voller Kenntnis der statischen Verhältnisse und mit äußerster Vorsicht zu Werke zu gehen. Der Kostenanschlag gliederte sich in drei scharf getrennte Teile:

a. ein Pauschale als Entschädigung für allgemeine Unkosten und Auslagen für Verladen und Anfuhr der Maschinen und Geräte, Frachten, Rollkosten, Rücktransporte einschl. Reisen usw.

b. Kosten für eine Anzahl von lfm.-Bohrungen einschließlich der weiter angegebenen Sicherheitsvorkehrungen am Pfeiler und der mittels Druckwassers vorzunehmende Ausspülung der Fugen und Auspressung derselben mit flüssigem Zementmörtel unter Druck unter Angabe eines bestimmten Einheitspreises für das lfm.

c. einen Einzelpreis für je einen, den 1,26 m im Geviert messenden Pfeilerschaft umgebenden, vom oberen Abschlußgesims 3 m abwärts reichenden und 40 mm starken, kräftig mit Eisen bewehrten Preßbetonpanzer, für deren Gesamtausführung rd. 19000 M. unter der Voraussetzung gefordert wurden, daß alle übrigen Nebenarbeiten, wie Entfernen des Putzes von den Pfeilerflächen, Abnehmen der Pfeilergesimse, das Durchschlitzen der Gurtbögen, das Abtragen und Abfahren des Bau-schuttes, die Gestellung sämtlicher Rüstungen neben vier Hilfsarbeitern zur Unterstützung der eigenen Leute kostenlos vom Bauherrn gestellt würden. (Schluß folgt.)

Die Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte und seitliche Belastung.

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. M.



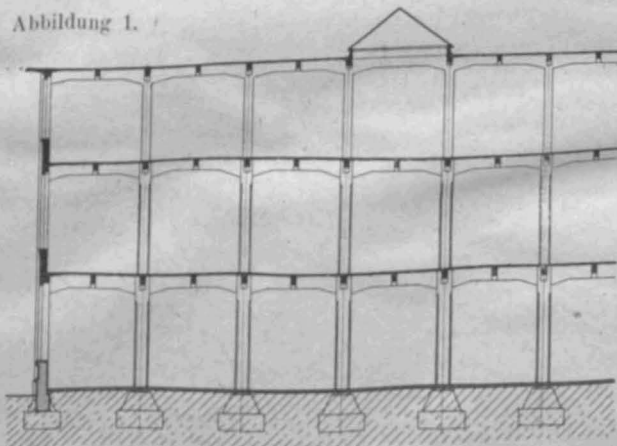
it der Ausführung der Stockwerkrahmen in Eisenbeton, von welcher Abb. 1 ein Beispiel gibt, ergab sich die Notwendigkeit, diese Konstruktionen, als das was sie eigentlich sind, nämlich als einheitlich zusammenhängendes Ganzes, zu berechnen. Die Lösung dieser Aufgabe ist, in engem Zusammenhang mit der Wirtschaftlichkeit stehend, von großer Tragweite¹⁾.

Die Stockwerkrahmen sind, schon von einfachen Formen ab, vielfach statisch unbestimmt. Die scheinbare Schwierigkeit bei der Berechnung wird aber leicht überwunden, wenn man von einfachen geometrischen Anschau-

¹⁾ Lösungen für ganz bestimmte Rahmengebilde, meist den symmetrischen zwei- und drei- Stockwerken, wurden schon häufig gesucht und gefunden. So z. B. von Ingenieur Leopold Herzka, Staatsbahnrat in Wien, „Zeitschrift für Betonbau“, 1916, H. 7 bis 10 u. a. m.

Hier soll ein Verfahren angegeben werden, welches bei allen möglichen Rahmenformen und bei beliebiger lotrechter und seitlicher Belastung gilt.

Abbildung 1.



ungen ausgeht, die einen äußerst praktischen und übersichtlichen Rechnungsgang gestatten.

Die nachfolgenden Ausführungen gründen sich auf das Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“. (Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin.) Die Lösung erfolgte, wie oben ausgeführt, auf Grund geometrischer Beziehungen und wurde unter Anwendung graphischer und analytischer Verfahren so leicht und einfach wie möglich gehalten. Es soll daraufhin auch dem weniger gewandten Rechner noch möglich sein, die Berechnung der Stockwerkrahmen zu erfassen. Schließlich sollen diese Ausführungen nicht zuletzt aber auch noch das Ziel haben, eine entsprechende Berechnungsweise in die Praxis einzuführen und zu fördern.

Die Berechnung gilt bei beliebiger Form der Rahmen, beliebiger Stützen- und Stockwerk-Anzahl. Der Lastangriff kann beliebig, lotrecht sowohl, als auch wagrecht sein. Einen besonderen Vorteil bildet noch der Umstand, daß das veränderliche Trägheitsmoment bei Balken und Stützen leicht berücksichtigt werden kann.

Bei der Berechnung ergibt sich ein erheblicher Vorteil dadurch, wenn man annimmt, daß die Stützenköpfe bzw. die durchlaufenden Balken, wenn auch nur vorübergehend, unverschieblich seien. Die Berücksichtigung der Verschiebung erfordert die Bestimmung einer Zusatzfläche, die leicht gefunden werden kann. Bei lotrechter Belastung ist die Verschiebung, und demzufolge die Zusatzfläche, meist belanglos; die letztere kann man dann vernachlässigen. Bei seitlicher Belastung ist die Berücksichtigung Bedingung.

Wie die seitliche Verschiebung, so kann auch der Einfluß der Normalkräfte zusätzlich behandelt werden.

Entsprechend kann man auch bei Temperaturänderungen und Stützensenkungen verfahren.

§ 1. Grundaufgaben.

1. Die Formänderungswinkel beim Balken.

(Vergl. Abbildung 2).

Es sei:

M_a ein am linken Balken-Ende angreifendes Moment, M_b desgl. am rechten. Weiterhin bedeute:

α_a die Drehung am linken Balken-Ende infolge $M_a = M_b = 1$,
 α_b " " " rechten " " $M_a = M_b = 1$,
 β " " " { linken } " " { $M_b = 1$ }
" " " { rechten } " " { $M_a = 1$ }.

Die Ausdrücke für diese Winkel lauten:

$$\alpha_a = \frac{1}{l} \int x' dw, \quad \alpha_b = \frac{1}{l} \int x dw, \quad \beta = \frac{1}{l^2} \int xx' dw,$$

wobei die Abkürzung $dw = \frac{dx}{EJ}$ ist.

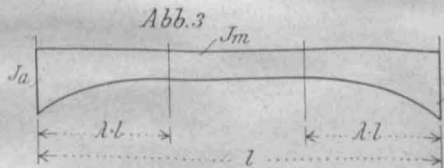
Beim symmetrischen Balken ist $\alpha_a = \alpha_b = \alpha$ und $\alpha = \frac{1}{2} \int x' dw$.

Diese Winkel können bei beliebig veränderlichem Trägheitsmoment in der bekannten Weise gefunden werden, indem man anstatt dx eine Reihe endlicher Balkenlängen x betrachtet und die Integrale als Summen ausrechnet. Im Falle graphischer Ermittlung zeichnet man ein Seilck für die Belastung $w = x: EJ$ (hieraus α_a und α_b) bzw. $w \cdot x: l$ oder $w \cdot x': l$ (hieraus β).²⁾

Für den praktischen Gebrauch werden stets die in den nachfolgenden Tabellen I und II enthaltenen Beiwerte ausreichend sein. Diese gelten bei symmetrischen Balken mit geraden oder parabolischen Vouten. Sie wurden dem erwähnten Werk des Verfassers entnommen ³⁾.

$$\alpha = \frac{l}{2 EJ} \tau_a \text{ und } \beta = \frac{l}{6 EJ} \tau_b \dots \dots \dots (1)$$

Darin ist nach Abbildung 3 J_m das Trägheitsmoment in Balkenmitte und J_a dasjenige am Auflager,



$$\lambda \cdot l = \text{Voutenlänge und } c = \sqrt{\frac{J_a}{J_m}} - 1 \dots \dots (2)$$

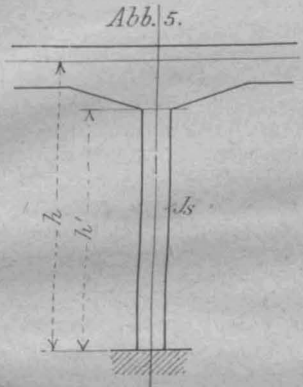
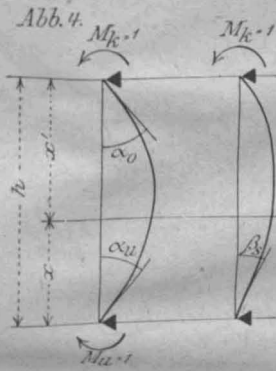
Bei konstantem Trägheitsmoment ist

$$\alpha = \frac{l}{2 EJ} \text{ und } \beta = \frac{l}{6 EJ} \dots \dots \dots (3)$$

2. Die Formänderungswinkel der Stützen.

(Vergl. Abbildung 4). Es sei: M_k ein am Stützenkopf angreifendes Moment, M_u desgl. am Stützenfuß. Weiterhin bedeute:

α_o die Drehung am Stützenkopf infolge $M_k = M_u = 1$,
 α_u " " " " " $M_k = M_u = 1$,
 β_s " " " { Stützenkopf } " { $M_u = 1$ }
" " " { Stützenfuß } " { $M_k = 1$ }.



Die Ausdrücke für diese Winkel lauten:

$$\alpha_u = \frac{1}{h} \int x' dw, \quad \alpha_o = \frac{1}{h} \int x dw, \quad \beta_s = \frac{1}{h^2} \int xx' dw.$$

Bei beliebiger Stützenform werden diese Winkel in der bekannten Weise gefunden.

Gewöhnlich sehen die Stützen wie in Abbildung 5 aus: sie haben konstanten Querschnitt, werden aber am Kopfe durch den Balken verstärkt.

Es gelten dafür die Gleichungen ⁴⁾

$$\left. \begin{aligned} \alpha_a &= \frac{h'(2h-h')}{2hEJ_s}, \\ \alpha_o &= \frac{2hEJ_s}{h'^2(3h-2h')}, \\ \beta_s &= \frac{h'^2(3h-2h')}{6h^2EJ_s}, \end{aligned} \right\} (4)$$

worin h die absolute Stützhöhe, h' die Stützenhöhe bis Unterkante Voute, J_s das Trägheitsmoment der Stütze.

Die Verstärkung am Stützenkopf ist auf die obigen Winkel von hervorragendem Einfluß. Man wird daher wohl abzuwägen haben, inwieweit man sie in Rechnung stellt. Bei verhältnismäßig starken Stützen in Verbindung mit schwachen biegsamen Balken wird h' nahezu gleich h anzunehmen sein. Im umgekehrten Fall, bei starken Balken und schlanken Stützen, ist man jedoch zur Berücksichtigung der ganzen Verstärkung berechtigt.

Bei konstantem Trägheitsmoment ($h' = h$) ist $\alpha_o = \alpha_u = \alpha$,

$$\alpha_s = \frac{h}{2 EJ_s}, \quad \beta_s = \frac{h}{6 EJ_s} \dots \dots \dots (5)$$

3. Die Festpunkte und Uebergangszahlen.

Festpunkte nennt man die Momenten-Nullpunkte des elastisch eingespannten Balkens, die sich ergeben, wenn ein Auflager des sonst unbelasteten gewichtslosen Balkens infolge irgend einer Ursache gedreht wird.

Uebergangszahl nennt man eine Zahl, mit der man ein angreifendes Moment zu multiplizieren hat, um den jenseits eines elastischen Widerstandes noch wirksamen Teil davon zu erhalten. Es ist dies so zu verstehen: Beim Stockwerkrahmen werden die durchlaufenden Stützen der Drehung der Balkenachse einen elastischen Widerstand entgegenzusetzen und einen Teil von dem die Stütze überschreitenden Moment aufnehmen. Das die Stütze überschreitende Moment verkleinert sich. Das Produkt aus dem angreifenden Moment und der betreffenden Uebergangszahl ist das verkleinerte Moment.

²⁾ Vergleiche „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“. S. 5.

³⁾ Die Berechnung der angegebenen Werte erfolgte nach geschlossenen Ausdrücken unter strenger Berücksichtigung des geraden bzw. parabolischen Verlaufes der Vouten.

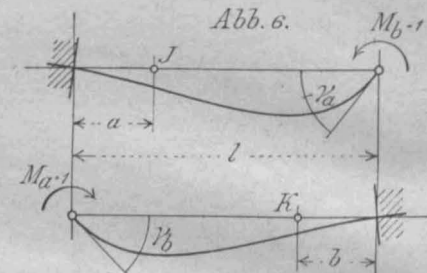
Im dem Werk „Neuere Methoden ...“ sind umfangreichere Tabellen enthalten.

⁴⁾ Vergleiche „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“. S. 17.

Bei einem im Balken fortschreitenden Moment bezeichnen wir die Uebergangszahl mit μ_{rl} für ein von rechts nach links, mit μ_{lr} für ein von links nach rechts fortschreitendes Moment. Die endgültige Zerlegung von dem auf die durchlaufende Stütze entfallenden Gesamtmoment ist bedingt durch die Uebergangszahl μ_u für die Ablenkung des Momentes in die untere Stütze.

Entsprechend bezeichnen wir bei einem in einer Stütze fortschreitenden Moment die Uebergangszahl mit μ_{ou} für ein von oben nach unten und mit μ_{uo} für ein von unten nach oben fortschreitendes Moment.

Die endgültige Zerlegung von dem auf den durchlaufenden Balken entfallenden Gesamtmoment ist bedingt durch die Uebergangszahl μ_l für die Ablenkung des Momentes in den Balken links.



$$\begin{aligned} \gamma_a &= a_b - \frac{l}{l-a} \cdot \beta \text{ am Balken-Ende rechts,} \\ \gamma_b &= a_a - \frac{l}{l-b} \cdot \beta \text{ " " links;} \\ \gamma_s &= a_o - \frac{h}{h-a} \cdot \beta_s \text{ Stützenkopf,} \\ \gamma'_s &= a_u - \frac{h}{h-b} \cdot \beta_s \text{ Stützenfuß.} \end{aligned} \quad (6)$$

Für die darin enthaltenen Werte a, β usw. gelten die vorerwähnten Gleichungen. Meist ist $a_a = a_b = a$.


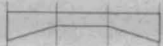
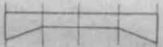
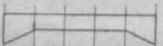
Ein an der durchlaufenden Stütze angreifendes Moment $M = 1$ erzeugt am Kreuzungspunkt mit der Balkenachse den Winkel

$$\gamma_{\text{stütz}} = \frac{\gamma_s \gamma'_s}{\gamma_s + \gamma'_s} \quad (7)$$

Die Uebergangszahlen für ein im Balken fortschreitendes Moment, gültig an der $\gamma_{\text{stütz}}$ zugeordneten Stütze, sind

$$\mu_{rl} = \frac{\gamma_{\text{stütz}}}{\gamma_{\text{stütz}} + \gamma_a}, \quad \mu_{lr} = \frac{\gamma_{\text{stütz}}}{\gamma_{\text{stütz}} + \gamma_b} \quad (8)$$

Zu § 1, 1, S. 125. Tabelle I. Gerade Vouten. (γ_a = obere, γ_b = untere Zahl.)

		Werte von c									
		0	0,4	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0	3,0	
Werte von λ :	$\frac{1}{2}$		1,000 1,000	0,612 0,685	0,432 0,518	0,375 0,460	0,331 0,414	0,295 0,376	0,266 0,344	0,222 0,294	$\frac{1}{2}$
	$\frac{1}{3}$		1,000 1,000	0,742 0,843	0,621 0,758	0,583 0,729	0,554 0,705	0,530 0,686	0,511 0,669	0,481 0,643	$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{4}$		1,000 1,000	0,806 0,907	0,716 0,856	0,688 0,839	0,665 0,825	0,648 0,813	0,633 0,803	0,611 0,787	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{5}$		1,000 1,000	0,845 0,939	0,773 0,905	0,750 0,894	0,732 0,884	0,718 0,876	0,706 0,869	0,689 0,859	$\frac{1}{5}$

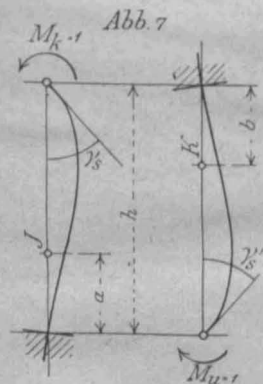
Zu § 1, 1, S. 125. Tabelle II. Parabolische Vouten. (γ_a = obere, γ_b = untere Zahl.)

		Werte von c										
		0	0,4	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	2,0	3,0		
Werte von λ :	$1/2$		1,000 1,000	0,730 0,820	0,592 0,710	0,545 0,670	0,507 0,635	0,475 0,605	0,449 0,579	0,406 0,535	0,336 0,459	$1/2$
	$1/3$		1,000 1,000	0,819 0,913	0,728 0,859	0,696 0,839	0,671 0,821	0,650 0,806	0,632 0,793	0,604 0,771	0,557 0,732	$1/3$
	$1/4$		1,000 1,000	0,865 0,949	0,796 0,917	0,772 0,905	0,753 0,895	0,738 0,886	0,724 0,878	0,703 0,865	0,668 0,842	$1/4$
	$1/5$		1,000 1,000	0,892 0,967	0,837 0,946	0,818 0,939	0,803 0,931	0,790 0,925	0,779 0,920	0,762 0,911	0,734 0,896	$1/5$

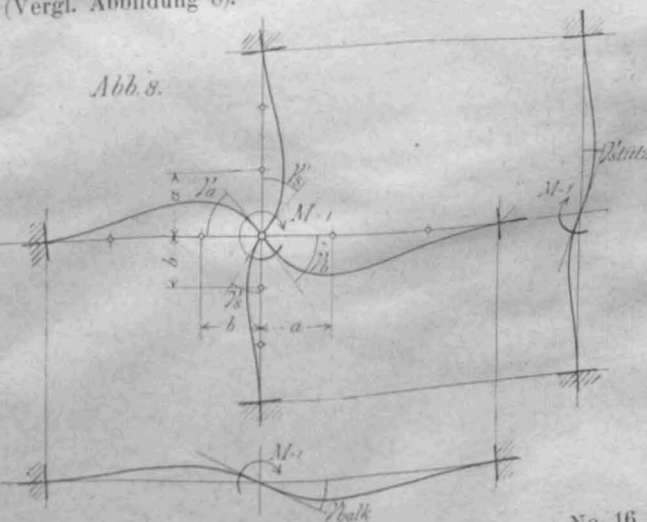
Dadurch, daß man in der vorbeschriebenen Weise vorgeht, und zunächst das auf die durchlaufende Stütze oder den durchlaufenden Balken entfallende Gesamtmoment feststellt, ergibt sich ein besonders übersichtlicher Rechnungsgang.

Beim Balken bedeute: a den Festpunktabstand links, b desgl. rechts. Bei den Stützen sei: a der Festpunktabstand unten, b desgl. oben.

Der durch $M = 1$ verursachte Winkel an einem frei drehbar gedachten Balken oder Stützen-Ende beträgt, wenn an der entgegengesetzten Seite, wie in Abbildung 6 und 7, elastische Einspannung vorliegt ⁵⁾.



γ_a und γ_b betreffen den Balken links bzw. rechts davon. (Vergl. Abbildung 8).



⁵⁾ Die Ableitung der nachfolgenden Gleichungen kann in dem Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmen-tragwerke“ genau verfolgt werden. Es wurde dort ein möglichst elementarer verständlicher Weg eingeschlagen.

Zur Berechnung der Festpunktabstände dienen die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{l\beta}{a_a + \mu_{rl} \cdot \gamma_a} \\ b &= \frac{l\beta}{a_b + \mu_{lr} \cdot \gamma_b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

Für die endgültige Zerlegung des auf die durchlaufende Stütze entfallenden Gesamtmomentes gilt

$$\mu_u = \frac{\gamma_s'}{\gamma_s + \gamma_s'} \dots \dots \dots (10)$$

Der Winkel für ein am durchlaufenden Balken angreifendes Moment $M = 1$ ist

$$\gamma_{balk} = \frac{\gamma_a \gamma_b}{\gamma_a + \gamma_b} \dots \dots \dots (11)$$

Die Uebergangszahlen betragen

$$\mu_{ou} = \frac{\gamma_{balk}}{\gamma_{balk} + \gamma_s}, \mu_{uo} = \frac{\gamma_{balk}}{\gamma_{balk} + \gamma_s'} \dots \dots (12)$$

Zur Berechnung der Festpunktabstände dienen die Gleichungen

$$a = \frac{h\beta_s}{a_u + \mu_{ou} \cdot \gamma_s}, b = \frac{h\beta_s}{a_o + \mu_{uo} \cdot \gamma_s'} \dots \dots (13)$$

Für die endgültige Zerlegung des auf den durchlaufenden Balken entfallenden Gesamtmomentes gilt

$$\mu_l = \frac{\gamma_a}{\gamma_a + \gamma_b} \dots \dots \dots (14)$$

Sehr häufig wird man beim Stockwerkrahmen im Interesse der Einfachheit bei den einzelnen Balken und Stützen konstantes Trägheitsmoment annehmen.

Mit den Abkürzungen (Gl. 3 und 5)

$$\beta = \frac{l}{6 EJ}, \beta_s = \frac{h}{6 EJ_s},$$

nehmen die Gleichungen 6 dann die einfache Form an

$$\left. \begin{aligned} \gamma_a &= \beta \cdot \left(3 - \frac{l}{l-a}\right), \gamma_b = \beta \cdot \left(3 - \frac{l}{l-b}\right), \\ \gamma_s &= \beta_s \cdot \left(3 - \frac{h}{h-a}\right), \gamma_s' = \beta_s \cdot \left(3 - \frac{h}{h-b}\right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (15)$$

und die Ausdrücke für die Festpunkte gehen über in

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{l\beta}{3\beta + \mu_{rl} \cdot \gamma_a} \\ b &= \frac{l\beta}{3\beta + \mu_{lr} \cdot \gamma_b} \end{aligned} \right\} \text{beim Balken} \dots \dots (16)$$

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{h\beta_s}{3\beta_s + \mu_{ou} \cdot \gamma_s} \\ b &= \frac{h\beta_s}{3\beta_s + \mu_{uo} \cdot \gamma_s'} \end{aligned} \right\} \text{bei den Stützen} \dots \dots (17)$$

Die Uebergangszahlen berechnen sich nach den bereits angeführten Gleichungen. (Gl. 8, 10, 12, 14.)

Im allgemeinen wird der Rechnungsgang der folgende sein. Man beginnt bei den unteren Stützen. Diese werden am Fuße stets fest eingespannt sein. Für den unteren Festpunkt gilt dann, wenn die Verstärkung am Stützenkopf durch den Balken berücksichtigt wird⁶⁾

⁶⁾ Vergleiche „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“, Seite 18.

Neufassung der holländischen Eisenbeton-Vorschriften.

Die überaus rasche Entwicklung des Eisenbetonbaues seit 1900 hat die Aufstellung von Vorschriften für seine Ausführung und Berechnung schon zu einer Zeit nötig gemacht, als durch wissenschaftliche Versuche und Erfahrungen noch nicht durchaus sichere Grundlagen für die richtige Bewertung der besonderen Eigenschaften des Eisenbetons gewonnen waren. Die erlassenen Vorschriften wurden daher auch zunächst nur als vorläufige bezeichnet und haben inzwischen z. T. mehrfach Ergänzungen und Erweiterung und selbst grundlegende Änderungen erfahren. Das gilt für unsere deutschen Vorschriften, sowie u. A. für diejenigen unserer Nachbarländer Oesterreich-Ungarn und die Schweiz. Auch in Holland beschäftigt sich eine Eisenbeton-Kommission des kgl. Institutes der Ingenieure, Abt. für Bau und Wasserbau, seit Längerem mit der Durchsicht der dortigen Vorschriften für Eisenbeton. Eine Fassung, die nun zur endgültigen Beschlußfassung gestellt werden soll, also wohl

8. September 1917.

$$a = \frac{h'}{3} \cdot \frac{3h - 2h'}{2h - h'} \dots \dots \dots (18)$$

oder, wenn man diese vernachlässigt und durchweg gleiche Stärke annimmt

$$a = \frac{h}{3} \dots \dots \dots (19)$$

Im ersten Falle ist der Winkel am Stützenkopf

$$\gamma_s = \frac{4EJ_s}{h'^3} [3h(h-h') + h'^2] \dots \dots \dots (20)$$

und im letzten

$$\gamma_s = \frac{h}{4EJ_s} (21) \quad \text{oder} \quad \gamma_s = \frac{3}{2} \cdot \beta_s \dots \dots \dots (22)$$

Um in der Berechnung weiterfahren zu können, ist es notwendig, daß man den Festpunktabstand b in den nächst oberen Stützen kennt. Man wird sich hier zunächst, um die γ_s' feststellen zu können, mit einer schätzungsweisen Annahme abfinden müssen.

Jetzt berechnet man für die einzelnen Stützen die $\gamma_{stütz}$ und beginnt dann von links nach rechts vorgehend, die Balkenfestpunkte J , und von rechts nach links vorgehend, die Balkenfestpunkte K zu bestimmen.

Für die ersten, einer Endstütze benachbarten Festpunkte, gilt, wenn $\gamma_{stütz}$ die zugeordnete Steifigkeitszahl ist,

$$a = \frac{l\beta}{a_a + \gamma_{stütz}}, b = \frac{l\beta}{a_b + \gamma_{stütz}} \dots \dots (23)$$

oder bei konstantem Trägheitsmoment

$$a \text{ oder } b = \frac{l\beta}{3\beta + \gamma_{stütz}} \dots \dots \dots (24)$$

Sind diese Festpunkte bekannt, so geht man zur Bestimmung der J -Punkte in den nächstfolgenden Stützen über. Man bestimmt die Steifigkeitszahlen für den Balken, γ_{balk} , sowie die Uebergangszahlen μ_{ou} für ein von oben nach unten fortschreitendes Moment und wendet alsdann die Gleichungen 13 bzw. 17 an.

Daraufhin werden die Festpunkte des zweiten Balkens berechnet. Die γ_s für die Stützen darunter können berechnet werden; um die γ_s' für die Stützen darüber festzustellen, ist es wieder notwendig, die Festpunktabstände b zu schätzen. Auf diese Weise werden die Steifigkeitszahlen $\gamma_{stütz}$ erhalten, durch die die Balkenfestpunkte bedingt sind.

Fährt man so fort, so erhält man alle Balkenfestpunkte und alle J -Punkte der Stützen. Von oben beginnend gelangt man schließlich noch zu den letzten unbekannten, vorher schätzungsweise angenommenen K -Punkten.

Für die erste Annahme der K -Punkte sei der Wert vorgeschlagen $b = \frac{1}{4}h$. (Das ist eher etwas zu groß als zu klein.) Es wird dann im Falle konstanten Trägheitsmoments

$$\gamma_s' = \frac{h}{3,6 EJ_s} (25) \quad \text{oder} \quad \gamma_s' = \frac{5}{3} \cdot \beta_s (26)$$

Werden die wie vorstehend ermittelten Ergebnisse, wenn sich am Schluß herausstellt, daß die geschätzten K -Punkte der Stützen mit den genauen nicht voll übereinstimmen, für nicht genau genug gehalten, so kann die Berechnung auf Grund der letzten K -Punkte wiederholt werden. Auf diese Weise ist man in der Lage, den Genauigkeitsgrad nach Belieben zu steigern und Annahme und Ergebnis in Uebereinstimmung zu bringen. Nach der zweiten Berechnung, die nur in seltenen Fällen zu einem wesentlich veränderten Bild führt, reicht jedoch der Genauigkeitsgrad immer hin. —

(Fortsetzung folgt.)

ohne grundlegende Änderungen zur Annahme kommen dürfte, wurde kürzlich in der Zeitschrift „De Ingenieur“ (No. 21 v. 26. Mai 1917) veröffentlicht. Sie weicht in mancher Hinsicht von den deutschen Vorschriften ab, ein Hinweis auf die wichtigsten Punkte dürfte daher nicht ohne Interesse sein.

Die Bestimmungen zerfallen nach einer Begriffserklärung in 3 Hauptabschnitte: Baustoffe, Ausführung, Berechnung.

Im Abschnitt Baustoffe werden auch die Bestimmungen für Portland-Zement im Einzelnen aufgeführt, die den unserigen über die Lieferung von Portland-Zement in der Hauptsache entsprechen. Abweichungen finden sich hinsichtlich Bindezeit, Mahlfineinheit, sowie der verlangten Festigkeit. Diese soll nach 7 Tagen schon 150 kg/qcm (gegenüber 120 bei uns) betragen, während sie nach weiterer Luftlagerung bis zu 28 Tagen (wie bei uns) 250 kg/qcm erreichen soll. Ein Unterschied für Zement zu Luft- und Wasserbauten wird nicht gemacht. Die Vorschriften

sprechen nur von Portland-Zement, in einer Fußnote wird jedoch bemerkt, daß auch Eisen-Portland-Zement nicht ausgeschlossen, Hochofen- und Schlacken-Zement dagegen für Eisenbetonarbeiten nicht zugelassen werden sollen. Die Forderungen, die an das Eisen gestellt werden, entsprechen etwa den unserigen. Die Verwendung hochwertigeren Eisens hat keine Erhöhung der zulässigen Spannungen zur Folge. Festigkeits-Vorschriften für den zu verwendenden Beton werden nicht gegeben, wohl aber wird eine bestimmte Zementmenge für den im Beton enthaltenen Mörtel gefordert. Diese soll mindestens 125 kg auf 200 l Sand (1:2) betragen, bei Seebauten mindestens 250 kg auf 300 l Sand (1:1½). Das Verhältnis des Sandes zum Kies oder Steinschlag soll im Allg. zwischen den Grenzen 1:1 und 1:1½ liegen. Es darf höchstens auf 1:2 steigen, falls der verwendete Mörtel 250 kg Zement auf 300 l Sand enthält. Bei der Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raunteile ist das Gewicht von 100 l Portland-Zement mit 125 kg einzuführen.

Im Abschnitt Ausführung weichen namentlich die ziemlich eingehenden Vorschriften für Ausbildung und Einlegung der Eiseneinlagen von den unserigen ab. Stöße in den Eiseneinlagen sind möglichst zu vermeiden, im gezogenen Teil bei wichtigen Konstruktionen verboten. Wo sie unvermeidlich sind, müssen sie durch Ueberdeckung der Stabenden gesichert werden in einer Länge $\sigma_e/15 \cdot d$, worin d die größte Stabdicken in cm, σ_e die berechnete höchste Eisenspannung in kg/qcm bedeuten. Keinesfalls darf die Ueberdeckung aber kleiner als 25 d sein. Der wagrechte Abstand zwischen Hauptbewehrungsstäben von Balken soll nicht kleiner sein als die Stabdicken, keinesfalls aber unter 2,5 cm, während als Höchstabstand 15 cm gelten. In lotrechter Richtung soll der Abstand über einander liegender Stäbe mindestens 1 cm betragen. Abgesehen von ganz besonderen Fällen sind von den in Balkenmitte vorhandenen Eisen mindestens die Hälfte nach den Enden aufzubiegen. Es sind stets Bügel mit 30 cm Höchstabstand anzuordnen. Alle Eisen, die in einem Teil ihrer Länge gezogen werden, sind an den Enden mit Haken zu versehen. Bei Plattenbalken ist, falls die Bewehrung der Platte parallel zur Balkenrichtung verläuft, die Platte in der Querrichtung auf die in Rechnung gestellte Plattenbreite mit mindestens 4 qcm-Eisen für 1 lfd. m Balkenlänge zu bewehren. Bei Platten darf der Abstand der Hauptbewehrungseisen nicht kleiner als 2,5 und nicht größer als 25 cm sein und in keinem Fall größer als die doppelte Plattendicke. Die Verteilungseisen sollen mindestens 20 % der Hauptbewehrung ausmachen. In Säulen müssen mindestens 4 lotrechte Stäbe vorhanden sein, verbunden durch Bügel in einem höchstens der kleinsten Säulendicke gleich kommenden Abstand von keinesfalls über 35 cm. Der Querschnitt der Bügel muß mindestens 0,5 qcm betragen. Der Durchmesser der lotrechten Säuleneisen soll zwischen 12 und 50 mm liegen, ihr Gesamtquerschnitt im Allg. nicht unter 1 und nicht über 3 % des Betonquerschnittes betragen. Der vorgeschriebene Abstand der Bewehrung von der Beton-Oberfläche ist z. T. nicht unbeträchtlich höher als bei uns: in Platten mindestens 10, in Balken 25 und in Säulen 35 mm. Bei Konstruktionen, die bei Brandfällen sehr hohen Hitzegraden ausgesetzt sein können, sollen diese Maße auf 20, 35, 50 mm erhöht werden.

Einige Abweichungen zeigen auch die Vorschriften über Ausrüstungsfristen und Probelastungen.

Vermischtes.

Röntgenstrahlen als Hilfsmittel zur Untersuchung bewehrten Betons? Im Jahrg. 1916 der „Schweiz. Bauzeitung“ (Bd. 58 S. 18) gibt der Kontrolling. E. Stettler des schweiz. Eisenbahndepart. einen kurzen Hinweis auf Versuche, die er mit der Durchleuchtung von Eisenbetonplatten gemacht hat. Eine beigegebene Aufnahme einer 7,5 cm starken Platte läßt die Lage der Eiseneinlagen deutlich erkennen. Es wird an die Mitteilung die Hoffnung geknüpft, daß das Verfahren vielleicht geeignet sei, in strittigen Umständen Aufschlüsse zu geben, daß ferner bei Behandlung der Platten mit Wismuth-Lösung unter Druck oder durch Ausfüllung von Rissen mit Metallstaub sich Ribildungen durch die Röntgenaufnahmen feststellen ließen usw. Im Jahrg. 1917 (Bd. 59 S. 100) werden nun weitere Versuche mitgeteilt, die Aufschlüsse geben sollten über verschiedene Grade von Rosterscheinungen an den Eisenstäben. In einer 8 cm starken Platte mit 300 kg Zement auf 1 cbm Kiessandmischung sind in der Mitte Eisen eingebettet mit verschiedener Oberfläche (gekennzeichnet durch eingelegte Ringe in verschiedener Anzahl) und zwar: blank, mit Walzhaut, mit Rostanflug, stark verrostet mit Verdickungen, mit ab-

In den Berechnungsgrundlagen sind die Annahmen über Stützweite, Verteilung von Einzellasten bei Platten z. T. etwas günstiger als bei uns. Für die in die Berechnung einzuführende Plattenbreite beim Plattenbalken gelten dieselben Bestimmungen wie bei uns, außerdem aber soll diese Breite auch nicht über $\frac{1}{4}$ der Spannweite des Balkens steigen. Bezüglich der anzunehmenden Balkenhöhen werden Vorschriften nicht gegeben. Wärmespannungen sind für einen Wärmeunterschied von + 10 und - 15° C bei Brücken-, Bogen- und Rahmenkonstruktionen usw., die erheblicheren Temperatur-Unterschieden ausgesetzt sind, zu berücksichtigen. Bezüglich der Schwindspannungen enthalten die Vorschriften keine Angaben. Hinsichtlich der Berechnung der Auflagerkräfte und Einspannungsmomente statisch unbestimmter Konstruktionen werden eingehende Näherungsregeln gegeben, die bei geraden Balken mit 2 oder mehreren Stützpunkten angewendet werden müssen (die Clapeyron'schen Gleichungen und die Formeln für vollkommene Einspannung dürfen also nicht zur Anwendung kommen), bei gekrümmter oder gebrochener Achse angewendet werden dürfen. Falls die Auflagerdrücke und Einspannungsmomente aus der Formänderung berechnet werden müssen, ist bei Bestimmung der Trägheitsmomente der volle Betonquerschnitt unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen und ein gleich großer Elastizitätsmodul für Druck und Zug einzuführen; bezüglich der Berechnung der unbekannten Größen werden dagegen besondere Bestimmungen nicht getroffen. Die Angaben über die anzunehmende Größe der Momente, falls die Berechnung nicht aus der Formänderung abgeleitet wird, sind in der Hauptsache folgende: selbst bei vollkommen eingespannten und über mehrere Felder durchlaufenden Balken ist bei gleichmäßiger Belastung eine Verringerung des Feldmomentes auf höchstens $\frac{q l^2}{12}$ des Stützmomentes im Allg. nur bis

$\frac{q l^2}{10}$ zugelassen. Bei ungleichmäßiger Belastung darf das Feldmoment höchstens auf $\frac{2}{3}$ des bei ungünstigster Laststellung und freier Auflagerung der Balkenenden ermittelten Höchstmomentes herabgesetzt werden. Falls eine Entlastung einzelner Felder eintreten kann, ist in der Mitte der Spannweite mit einem aufwärts biegenden Moment von mindestens $\frac{1}{20}(p-2g)l^2$, falls der Balken auf den Stützen ruht, auf $\frac{1}{20}(p-g)l^2$ zu rechnen, jedoch nur bei einer Nutzlast von mehr als 800 kg/qm. Ein zufälliges Einspannungsmoment von $\frac{1}{3}$ des größten positiven Momentes ist bei Berechnung des Auflagerquerschnittes auch bei freier Balkenauflagerung zu berücksichtigen. Bei allseitig freiaufliegenden Platten berechnet sich die nach beiden Richtungen zu verteilende Belastung nach denselben Grundsätzen wie in den deutschen Vorschriften; das Moment ist dann nur mit $\frac{1}{3}$ desjenigen eines frei aufliegenden Balkens einzuführen. Ist die Platte an allen vier Seiten teilweise oder vollkommen eingespannt, so ist das Moment in der Mitte und an den Auflagern nochmals auf $\frac{1}{3}$ des vorher ermittelten Wertes herabzusetzen. Bei diesen Annahmen für die Momente sind auch bestimmte Annahmen für die Auflagerdrücke vorgeschrieben, die im Allg. bei über mehrere Stützen fortlaufenden Balken über den Zwischenstützen mit $q l$, an den Enden mit $\frac{q l}{2}$ einzuführen (Schluß folgt.)

sind. —

geklopftem Rost. Die stärkeren Unebenheiten der Eisenoberfläche (Verdickungen und Rostnarben) lassen sich deutlich erkennen, auch kommt die Struktur des Betons etwas in die Erscheinung bei den gegenüber den ersten Versuchen sehr viel klareren Bildern. Die Versuche erstreckten sich auch auf den Grad der Durchlässigkeit verschiedener Betonmischungen für die Röntgenstrahlen. Es scheint, daß diese mit zunehmendem Zementgehalt abnimmt. Weitere Versuche sollen sich auf die Frage erstrecken, bei welcher Betonschichtdicke sich noch brauchbare Bilder entwickeln lassen und ob sich ein wechselnder Abstand der Eiseneinlagen von der Oberfläche deutlich feststellen läßt.

Die Versuche sind jedenfalls nicht ohne Interesse. Ob sie zu praktisch verwendbaren Ergebnissen führen werden, läßt sich z. Zt. aber noch nicht übersehen. —

Inhalt: Instandsetzung geborstener Kuppel-Tragepfeiler mit Preßement. — Die Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte und seitliche Belastung. — Neufassung der holländischen Eisenbeton-Vorschriften. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

Nº 17.

Instandsetzung geborstener Kuppel-Tragepfeiler mit Preßzement.

Von Geh. Baurat K. Bing in Köln am Rhein. (Schluß.)



or Inangriffnahme der Ausführung wurde ein ausführliches Arbeitsprogramm festgelegt, von dem noch Folgendes erwähnenswert erscheint: Auf dem Hofe findet eine Lokomobile Aufstellung, die den erforderlichen Luftdruck teils zum Betrieb der Preßluftbohrhämmer, teils zur Bedienung der Preßzement-Apparate liefert.

vorhergehenden verläuft, so werden die C-Eisenpaare entsprechend versetzt.

Von oben beginnend werden zunächst 4 dieser Ankerringe um die Pfeiler gelegt. Alsdann folgt anschließend von oben nach unten die Ausspülung der Lagerfugen und dann ihre Vollpressung mit Zement. Sind drei Fugen fertiggestellt, so werden die beiden obersten Ankerringe abgenommen und um die fünfte und sechste Quaderlage, von oben gerechnet, gelegt. In dieser Weise wird bis zur untersten Quaderlage fortge-

Hierfür sind besondere Rohrleitungen einzubauen. Die vier Mündungen der sich in Pfeilermitte in jeder Lagerfuge kreuzenden Bohrlöcher werden mit Absperrhähnen besetzt. Jede Lagerfuge wird mittels Hand-Apparates mit Wasser unter Luftdruck ausgespült. Dann wird flüssiger Zementmörtel in Mischung 1 Teil Zement zu 1 Teil Sand mit demselben Hand-Apparat eingepreßt, wobei ein am Manometer abzulesender Höchstdruck von 2 Atm. nicht überschritten werden darf.

Um der Gefahr des Auseinandertreibens der Quaderschichten bei dem inneren Druck von 2 Atm. zu begegnen, wird um jede Quaderlage, wie Abbildung 5 zeigt, ein starker Ankerring in der Weise gelegt, daß auf jeder zur Stoßfuge parallel laufenden Außenseite ein C-Eisenpaar NP 23 mit einer untergelegten Holzbohle angebracht wird. Diese beiden C-Eisenpaare werden dann durch kräftige 38 mm starke Bolzen angezogen, so daß ein Auseinandertreiben unmöglich gemacht wird. Da die Stoßfuge der nächsten Quaderlage rechtwinklig zur

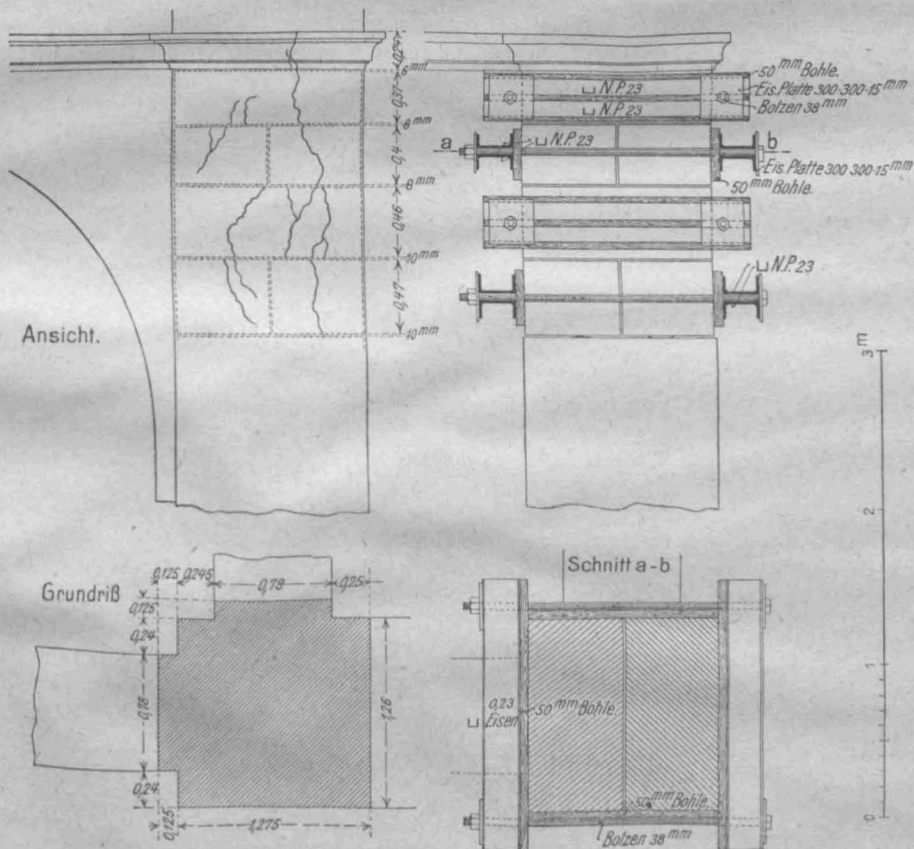


Abbildung 5. Darstellung der Risse im Kopf der Tragepfeiler und Vorrichtungen zur Auspressung der Fugen mit Zementmörtel.

fahren. Für die Anbringung der Ankerringe ist es erforderlich, daß die Maueransätze der beiden an die Pfeiler anschließenden Mauerbögen entsprechend eingeschlitzt werden.

Nachdem sämtliche leeren Fugen in dieser Weise behandelt worden sind, erfolgt die Aufpressung des eisenbewehrten Preßbeton-Panzers in einer Stärke von 40 mm auf die obersten 3 m des Pfeilerschaftes von dessen Gesims abwärts. Zu diesem Zweck wird das Gesims abgenommen und es wird ein starker Ring aus 16 mm Rund-eisen um das Mauerwerk in der Höhe des Gesimses gelegt und fest verankert. In einer Entfernung von 3 m wird ein gleicher Ring unten um den Pfeiler gelegt. Als-dann wird engmaschiges Drahtgeflecht in doppelter Lage zwischen diesen beiden begrenzenden Ringen ausge-spannt und mit 8 mm starken Moniereisen durchflochten, die in wagrechter Richtung 10 cm, in senkrechter 20 cm Abstand besitzen. Dicht oberhalb des oberen und eben-so dicht unterhalb des unteren Abschlußringes wird dar-auf ein 40 mm starker Holzrahmen um den Pfeiler gelegt und über diese beiden eine dichte Verschalung aus starken Holzbohlen, die nun eine geschlossene Gußform bildet.

In zweckentsprechenden Abständen besitzt diese Gußform Absperrhähne, an welche nacheinander der Auswurfschlauch des Mörtelpreß-Apparates angekuppelt wird und zwar zunächst am untersten Hahn. So steigt das Mörtelbett von unten nach oben an und füllt die ganze Gußform aus. Nach vollständiger Füllung läßt man den Preßdruck von mindestens 1 Atm. noch einige Zeit auf die Mörtelfüllung wirken, damit auch der kleinste Hohlraum sicher vollgepreßt wird. Die oben er-wähnten bei der Fugenauspressung verwendeten starken C-Eisenringe werden hierbei zum zweiten Male verwendet und als Sicherungsringe um die Holzverschalung gelegt.

In dieser Weise wird der ganze Pfeilerschaft zu einem einheitlichen Monolithen umgewandelt, in welchem sämtliche Hohlstellen und Fugen von innen und außen vollgepreßt sind und der durch den stark mit Eisen be-wehrten Preßbeton-Mantel eine erhöhte Tragfähigkeit und sehr widerstandsfähige Umgürtung als Sicherung gegen das Herausdrücken und Abplatzen von Steinteilen erhalten hat. Die jetzt schon abgeplatzten Steinteile aber werden fest und sicher wieder in den Pfeilerschaft eingekittet und an ihrem Platze durch den umgelegten Preßbeton-Mantel festgehalten.

Nachdem der Mörtel 4–6 Tage in der Form erhärtet ist, wird die Holzverschalung abgenommen und auf die Pfeilerflächen ein dünner Kalkmörtelüberzug aufge-bracht, um eine Bemalung zu ermöglichen. Da der Preßbeton-Mantel nur 40 mm, der Kalkputz etwa 5–10 mm stark ist, so werden in Anbetracht der Entfernung des etwa 2 cm starken alten Putzes die Pfeiler gegenüber ihrer früheren Gestalt kaum verändert.

In vorgeschriebener Weise werden sämtliche vier Pfeiler behandelt, alsdann werden die Gratbogen wieder hergestellt, was auch zweckmäßigerweise durch Aus-pressen mit Zementmörtel geschehen kann.

Die Ausführung schloß sich, nachdem noch ein-gehend erwogen worden war, ob es nicht vielleicht besser sei, die Fugen von unten anfangend zu schließen, im Allgemeinen diesem Arbeitsplan an, auf dessen Grundlage mit der Unternehmerin ein Vertrag abge-schlossen wurde, in dem vorbehalten war, je nach weiterem Befund der beiden noch nicht gründlich unter-suchten straßenwärts belegenen Pfeiler diese von der Umgebung mit dem Eisenbeton-Panzer freizuhalten. Bei der Ausführung hat sich diese Methode denn auch be-währt, insofern anfangs bei jedem Pfeiler verhältnis-mäßig die größte Menge Zementmörtel verbraucht wurde und weiter unten der Pfeiler immer weniger aufnahme-fähig war, und weiter, daß durch die angebrachten Kon-trollhähne auch jederzeit erkannt werden konnte, wie sich der Zementmörtel verteilte. Die Prüfung geschah durch neue Kontrolllöcher und Abtasten mit dem flachen Untersuchungsseisen, wobei sich allerdings hin und wieder Stellen fanden, wohin der Mörtel nicht gedrungen war. Dann wurden noch neue Bohrlöcher getrieben und zwar immer von zwei Seiten, damit einesteils beim

Pressen die Luft entweichen, anderseits ein Kontroll-hahn angesetzt werden konnte. Je geschlossener in den Lagerfugen die Pfeiler waren — sie stufen sich je von I bis IV in ihren Mängeln ab — desto schwieriger war das Eindringen und desto mehr Löcher mußten angesetzt werden. Dafür hatte man aber auch hinterher die Ge-währ der vollen Anfüllung.

Der Preßzement-Panzer hat in der Ausführung eine Abweichung gegen die volle Umschnürung notwendig gemacht. In der Höhe der nach außen geborstenen Quader (vergl. Abb. 4 in Nr. 16) setzten nach hinten die kleinen Gurtbogen der Seitenschiffe auf vorgebauten Lisenen an. Zwischen diese und die Wände sind kleine Kreuzgewölbe gespannt, während sie zugleich die hohen aus Schwemmstein hergestellten Halbkreistonnen von 14 m Spannweite tragen. Um die starken Doppel-C-Eisen-Verankerungen an der obersten Quaderschicht unterzu-bringen, war es schon nötig gewesen, die Zwickel ober-halb der Gurtbogen mit starken Löchern zu durchsetzen. Soweit dies im oberen Fleisch geschehen konnte, erschien es bei genügender Abfangung durch untergesetzte ge-zimmerte Bogen auf starken Rundhölzern, um jegliche Bewegung der aufgebauten Konstruktion zu vermeiden, zunächst unbedenklich. Je weiter sich die Durch-brechung aber dem Gurtbogenkämpfer näherte und schließlich den Ansatz des Bogens selbst betraf, wurde die Gefahr zu groß, als daß die Ausführung zugelassen werden durfte. Hier begnügte man sich daher mit schwächerer Verankerung und längeren Bolzen, damit noch der Bogen selbst bestehen bleiben und das unterste Stück desselben vom Anker mit umfaßt werden konnte. Es wurde daher auch für den Panzer darauf verzichtet, die Gurtbögen, wie vorgesehen, ganz durchzuschlitzen. Vielmehr zog sich der Panzer jetzt nur bis zum Ansatz der Gurtbogen hin, wo an lotrechten Eisen die Ver-flechtung des Eisenwerkes befestigt wurde, die ihrerseits wieder in Abständen von je 40–50 cm durch starke Flacheisen, die durch gebohrte Löcher der Ansätze hin-durch reichten, miteinander vernietet wurden. Um diese Arbeit, wie überhaupt die Anbringung der Anker für die Pressung der Lagerfugen und die Kontrollhähne aus-führen zu können, ließ sich nicht vermeiden, die an den Pfeiler angrenzenden Zwickel der vorerwähnten Kreuz-gewölbe aufzuheben. So wurde der gewünschte Zweck erreicht, ohne neue Gefahren etwaiger oberer Abbrüche der Tonnen mit zu übernehmen.

Während beim ersten Pfeiler, wo die Quaderisse am stärksten auftraten, die Bedenken und Sorgen am größten und dementsprechend die Abspreizungen und Unterfangungen am umfangreichsten waren, was wieder den langsamsten Arbeitsfortschritt zur Folge hatte, übte sich die Bauleitung mit den Handwerkern sowohl im Zusammenarbeiten, wie bei der Beurteilung der Ge-fahren usw. weiter so ein, daß nach und nach, wie auch die Schäden an den Pfeilern geringer waren, sowohl mit den Sicherheitsvorkehrungen nachgelassen als an Ar-beitszeit gewonnen werden konnte. Da beim vierten Pfeiler ganz auf Absteifung und Unterfangung verzichtet werden konnte, nahm von der Gesamtausführung, die wie verabredet, drei Monate nicht überschreiten sollte und in dieser Frist auch zu Ende geführt wurde, die Instandsetzung des ersten Pfeilers etwa die Hälfte der Zeit in Anspruch.

Auf die Herstellung des Panzers wurde auch bei Pfeiler III und IV nicht verzichtet, trotzdem er hier an sich nicht unbedingt notwendig gewesen wäre. Die Ersparnis wäre aber nicht wesentlich gewesen, da man diese der Gleichartigkeit wegen auch auf dieselbe Dicke bringen mußte, wie Pfeiler I und II. Diese Verdickung um etwa 3 cm mußte selbstverständlich bei allen Pfeilern auch unterhalb der Panzerung bis zum polierten Granitsockel unterhalb der Panzerung herab, durchgeführt werden. Sie gesims des Pfeilers wegen der Untersuchungs-löcher erfolgte auf den schon wegen der Untersuchungs-löcher im Putz aufgehauenen und später von diesen ganz ent-blößten Pfeilerflächen durch Aufbringung eines Rabi-zputzes, der im Untergrund aus Zement, darüber aus hydraulischem Kalkmörtel bestand.

Die Gelegenheit der vorhandenen Maschinen für die Preßzement-Ausführung nahm man auch noch zu

einer weiteren Arbeit wahr, die sonst in anderer Weise vielleicht ebensogut, aber kaum billiger hätte ausgeführt werden können. An der Hoffront war seit langer Zeit ein Setzriß vorhanden, der sich in etwa 6 m Länge vom Fuß eines großen Rosenfensters in Höhe der Emporen bis zur Erdgeschoß-Fensterwölbung in der ganzen Stärke des 3 Stein starken Mauerwerkes hinzog. Mehrere kleinere Ausschmierungsarbeiten waren schon früher erfolgt, doch machte sich der Riß immer von neuem kenntlich. Um die an sich wünschenswerte gründliche Instandsetzung durchzuführen, hätte unter anderen Umständen ein Mauergerüst auf dem Hofe aufgestellt, der Riß durch Aufbruch erweitert und das entstehende Loch ordnungsmäßig ausgemauert werden müssen. Wolfsholz machte den Vorschlag, die Rißfläche durch schräg zur Mauer: teinfläche angesetzte, den Riß abwechselnd von rechts nach links und von links nach rechts durchkreuzende, in Abständen von etwa 0,5 m angeordnete Bohrlöcher die Mauer zu öffnen, um dann die Löcher zuerst auszuspülen und dann mit Preßzement wieder zu schließen. Um eine innigere Verbindung der beiden Mauerteile herbeizuführen, sollten in jedem Loch 20 mm starke aufgebaute Vierkanteisen in die 30 mm starken Bohrlöcher eingelegt werden. Da es wünschenswert war, die Bohrlöcher nicht ganz bis innen durchgehen, trotzdem aber die Luft entweichen zu lassen, wurden feine Röhrchen mit eingelegt, die mit Einbringung des Mörtels nach und nach wieder herausgezogen wurden. Auf diese Weise wurde die Arbeit vom Leitergerüst aus

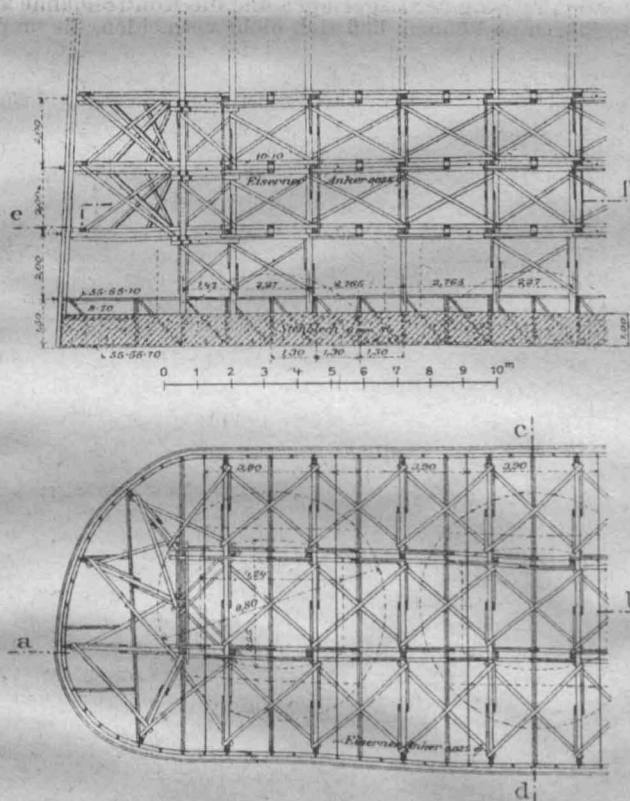
schneller und billiger hergestellt, als sie in sonst gewohnter Art hätte bewerkstelligt werden können.

Es erübrigt noch ein Wort über die Kosten zu sagen. Wie oben erwähnt sind die Wolfsholz'schen Arbeiten einschließlich der letzterwähnten Mauer-Instandsetzung mit rund 20 000 M. veranschlagt worden. Die Ausführung war lediglich von der Anzahl der Bohrlöcher, die vorher nicht genau übersehen werden konnte, abhängig. Außerdem sind beträchtliche Aufwendungen für die Rüstungen, Zimmererarbeiten, für Abstiefungen usw., Ab- und Zurücken von Bänken, Wiederinstandsetzung von Fußleisten, Belag der Böden in der Nähe der Pfeiler mit Pappe und Sand auf besonders hergestellten Gehäusen, um die Gewölbe unter den Emporen vor dem eindringenden Spül- und Zementwasser zu schützen, ferner Putzarbeiten einschließlich Ersatz der abgeschlagenen Pfeilerabdeckungen aus Sandstein durch neugezogene Terranovaesimse und Ergänzung der durch solchen Betrieb beschädigten Malerei entstanden. Für die Bauleitung, die sowohl wegen der Gefahren eine von der Baupolizei besonders verlangte, und durch die früheren Erfahrungen und besonderen Umstände begründete, scharfe Aufsicht führen mußte, sind verhältnismäßige Aufwendungen auch notwendig geworden. Trotzdem dürften die Gesamtkosten einschl. aller mitverwähnten Neben- und besonderen Arbeiten 35—40 000 M. nicht überschreiten, eine rücksichtlich der sonst zu bewilligenden Kriegspreise wohl nicht zu hohe Ausgabe gegenüber der geschehenen Leistung. —

Schwimmende Senkkasten in Beton und Eisenbeton für Wellenbrecher und Kaimauern in Seehäfen.

Beton wird im Seebau zur Herstellung von Wellenbrechern, Hafendämmen und Kaimauern seit langem in zwei Hauptformen angewendet, als Schüttung unter Wasser in ungeteilten Massen oder in der Form des Blockbaues. Die Schüttung unter Wasser erfolgt zwischen Schutzwänden, die den Querschnitt des Bauwerkes umschließen, unter besonders schwierigen Verhältnissen und bei

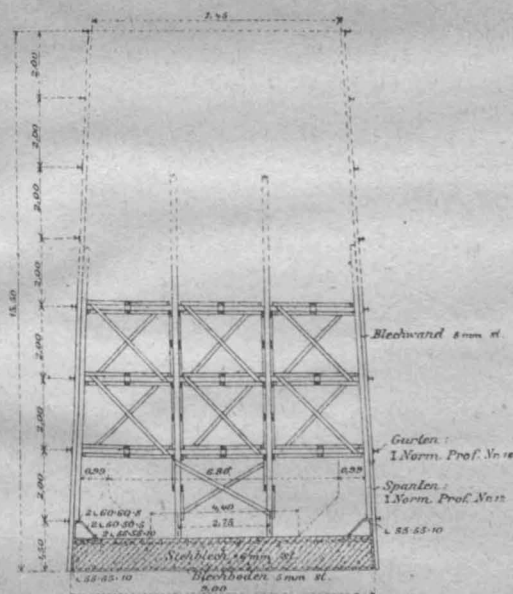
Wellenschlag und große Abhängigkeit der Ausführung von den Witterungsverhältnissen sind die Nachteile dieser Bauweise. Trotzdem ist namentlich in England der Bau von Wellenbrechern in Schüttbeton vielfach erfolgt, der anderseits den Vorteil bietet, daß die Betonschüttung sich allen Unebenheiten des Untergrundes anpaßt, und daß das Bauwerk nach Erhärtung des Betons dem Angriff der Wellen einen einheitlichen Körper entgegenstellt.



Abbildungen 1a—c.

Eiserner Senkkasten für die Hafenköpfe in Cuxhaven. Boden und innere Auskleidung mit Beton, außen Granit-Verkleidung.

(„Zeitschrift für Bauwesen“, Jahrg. 1898.)



großen Tiefen auch unter Anwendung des Luftdruckverfahrens, das anstelle der Naßbetonierung dann die Betonierung im Trockenen gestattet.

Die Schwierigkeit der Herstellung von Betonschüttungen unter Wasser wächst rasch mit zunehmender Tiefe. Auswaschung des Zementes bei der Einbringung, schädlicher Angriff des Meerwassers auf den frischen Beton, Gefahr der Beschädigung des noch nicht erhärteten Bauwerkes durch

Der Uebergang zum eigentlichen Blockbau bildet die Ausführung mit Sackblöcken, d. h. mit schon etwas abge- bundenem Beton gefüllten Säcken, die aus Schiffsgefäßen mit Bodenklappen mit Windevorrichtung auf den Untergrund hinabgelassen und durch Taucher in die richtige Lage gebracht werden. Auch diese Sackblöcke schmiegen sich dem Untergrund gut an und die Hülle schützt den frischen Beton gegen Ausspülung. Sackgrößen bis zu 20 t

Gewicht, also etwa 9 cbm Inhalt, sind die üblichen. Es sind aber auch solche mit 100 t, im Hafen von La Guaira sogar von 160 t zur Anwendung gekommen.

Im Gegensatz zu dem bisher geschilderten Verfahren arbeitet der Blockbau mit vorher an Land auf besonderen Arbeitsplätzen mit Sorgfalt in Stampfbeton hergestellten

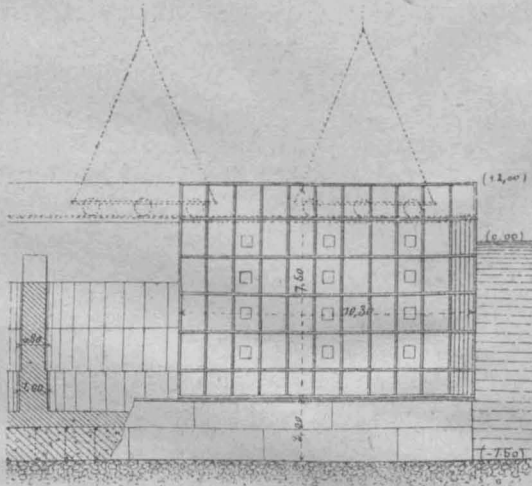


Abbildung 2a. Längsschnitt und Seitenansicht.

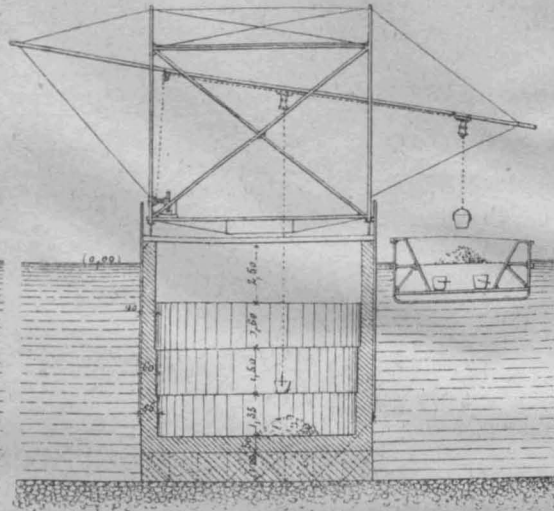


Abbildung 2b. Querschnitt.

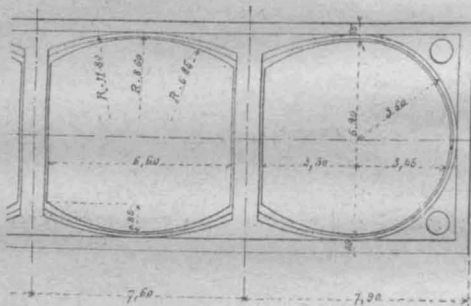


Abbildung 2c. Grundriß.

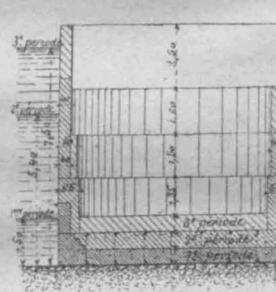


Abbildung 2d. Ausführungsstadien.

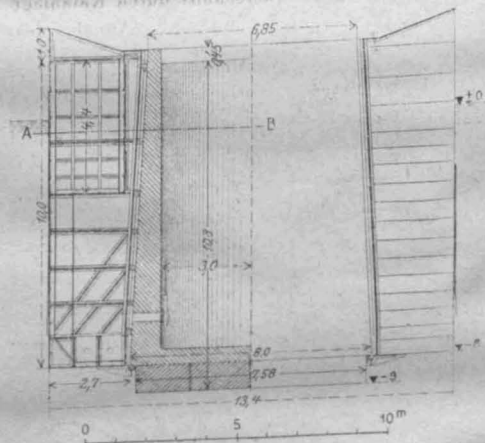
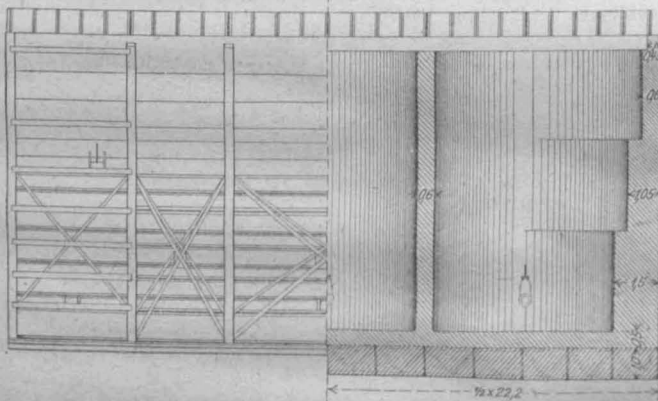
Abbildung 2a—d.
Mole im Hafen von Bizerta.
Senkkasten aus Beton mit
eisenverstärktem Boden.
Herstellung der Seitenwände
zwischen abnehmbaren
Eisenwänden.

Innenansicht des Schwimmkastens.

Längsschnitt durch den Senkkasten.

Schnitt C-D-E-F

Kopfansicht



Aufsicht.

Schnitt A-B.

F

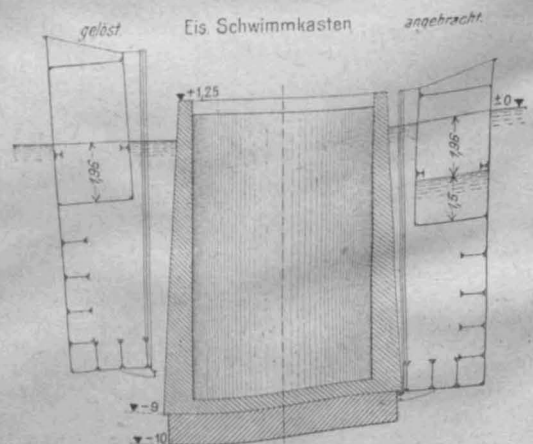
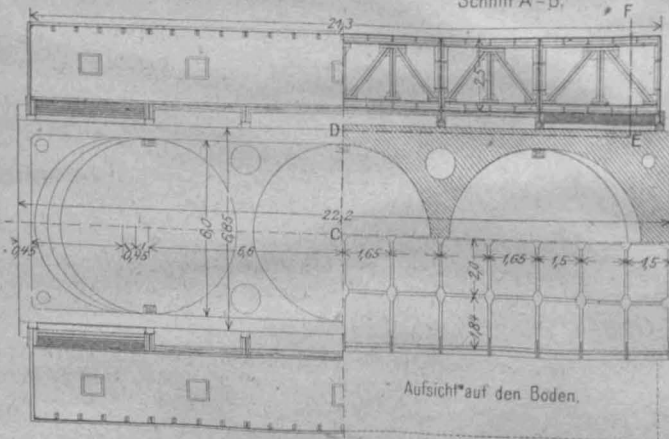
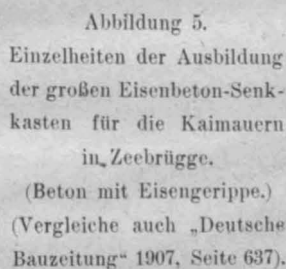
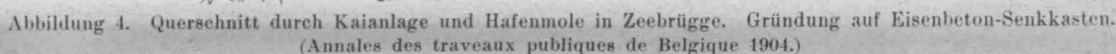


Abbildung 3a—d. Gemauerte Senkkasten mit eisenverstärktem Boden und Sparbetonfüllung für die Hafenerweiterung von Valparaiso.
Transport zur Verwendungsstelle mit eisernen Schwimmkästen.
(Aus dem Entwurf von Ing. Prof. J. Kraus, Delft für die Verbesserung des Hafens von Valparaiso.)

waige Setzungen oder Unterspülungen sich in größerem Umfange nach den Seiten hin fortpflanzen. Man ging daher zum Blockbau mit geneigten Schichten über, wobei sich dieser Uebelstand weniger fühlbar machte. Auch die Versetzarbeit, die an geschützten Stellen mit Schwimmkranen erfolgen kann, bei dem Wellenangriff und Stürmen ausgesetzten Baustellen mittels mächtiger Laufkrane bewirkt wird, die vorteilhaft gleich auf dem fertigen Teil des Wellenbrechers ihre Laufbahn haben und denselben vor Kopf vortreiben, wird durch die Neigung der Schichten erleichtert. Auch bei dieser Ausführungsweise ist aber die Hilfe der Taucher beim Versetzen der Blöcke nicht zu entbehren, der



ganze Apparat ist ein recht kostspieliger und die einzelnen Blöcke können unter sich nicht, oder doch nur in unvollkommener Weise in Zusammenhang gebracht werden.

Dieser Umstand und die Unmöglichkeit, die Blöcke mit Rücksicht auf ihre Handhabung mittels des Versetzkranes über ein gewisses Maß hinaus in Größe und Gewicht zu steigern, bedeutet eine gewisse Schwäche des Blockbaues gegenüber dem Bau mit Schüttung, also in ungeteilten Massen. Die üblichen Blockgrößen liegen etwa zwischen 10 bis 50 t Gewicht, d. h. etwa 4 bis 20 cbm Inhalt, wenn auch vereinzelt Massivblöcke wesentlich größeren Inhaltes hergestellt worden sind. Nun ist die Gewalt des Wellenschlages,

die sich am stärksten in der Hochwasserlinie äußert, mit wachsender Wassertiefe erheblich abnimmt und erfahrungsgemäß in Tiefen von 7–9 m schon auf gewöhnliche Steinschüttung im Allgem. keinen bewegenden Einfluß mehr ausübt, nach in Schottland ausgeführten Messungen in offenen Meeren einem gleichmäßig verteilten Druck auf die Angriffsfläche bis zu 35 t/qm und darüber*) gleich zu achten, in abgeschlossenen Meeresteilen immerhin bis zu 20 t/qm. Andererseits sind nach Erfahrungen, die man an dem Wellenschlag stark ausgesetzten Molen, z. B. in Ymuiden, Pillau, Genua, bei schweren Stürmen gemacht hat, Blöcke von 20 t Gewicht einfach über die Molenkrone fortgeschleudert, solche bis 50 t Gewicht noch weit fortgeschoben, ja bei dem ganz besonders schwer beanspruchten Wellenbrecher von Wick in Schottland Blöcke von 2000 t Gewicht noch durch den Wellenanprall verschoben worden. Eine Steigerung der Abmessungen der auf besonderem Arbeitsplatz fertig gestellten Massivblöcke bis zu einer Größe, die solchen Kräften gewachsen wäre, ist also völlig ausgeschlossen.

Man kam daher auf den Gedanken, anstelle des Massivblockes den Hohlblock zu setzen, der am Ufer auf Hellingen, im Trockendock oder auch in vorhandenen Schwimmdocks wie ein Schiffsgefaß hergestellt, bei steigender Flut zu Wasser gebracht, schwimmend an Ort und Stelle befördert und dort unter Füllung mit Sand, Steinen oder Sparbeton versenkt wird. Die Größe, die solchen Schwimmblöcken gegeben werden kann, findet technisch ihre Grenze nur an den zur Verfügung stehenden Hilfsanlagen für den Bau. Sie darf praktisch in der Länge aber jedenfalls eine gewisse Grenze nicht überschreiten, da sonst bei nicht gleichmäßigem Untergrund des Bauwerkes die Gefahr eines Bruches nach dem Absenken vorliegt. Im Querschnitt gibt man derartigen Schwimmblöcken meist die Abmessungen des vollen Bauwerksquerschnittes und eine solche Höhe, daß der an Ort und Stelle versenkte Block bis über Niedrigwasser emporragt, sodaß der weitere Aufbau im Trockenen erfolgen kann. Solche Blöcke, die dann also die Form von Senkkästen annehmen, sind nicht nur bei Wellenbrechern, sondern namentlich mit Rücksicht auf die Ueberwindung der Gründungsschwierigkeiten in tiefem Wasser auch schon mehrfach bei Kaimauern in Seehäfen angewendet.

Da mehrere solcher Senkkästen auf einmal hergestellt werden können und da jeder Senkkasten gleich ein erhebliches Stück der Länge des Bauwerkes ausmacht, ist diese Bauweise bezüglich des Arbeitsfortschrittes den bisher geschilderten erheblich überlegen, während der zur Herstellung und Versetzung erforderliche Apparat jedenfalls nicht umfangreicher und kostspieliger wird.

*) Die Höchstgrenze wird sogar bis zu 80 t/qm angenommen. Vergleiche J. Kraus, Projekt für die Hafenerweiterung von Valparaiso.

**) Zeitschrift für Bauwesen 1898 S. 383 Taf. 46–48.

Senkkästen dieser Art sind sowohl für Wellenbrecher und Kaimauern, deren Profil unmittelbar auf dem Untergrund aufsteht, angewendet, wie bei sehr großen Tiefen auch auf hoher Steinschüttung aufgestellt worden. Sie sind entweder mit eiserner, durch dahinter stehende Beton- oder Mauerwerkswände versteifter Außenhaut, oder ohne diese in Mauerwerk, Beton oder schließlich Eisenbeton ausgeführt worden. Je nach der Höhe und Stärke der Wandungen des Hohlkastens ist dieser allein oder nur unter Beihilfe besonderer Schwimmkästen schwimmfähig. In manchen Fällen wird der Senkkasten, um ihm bei dem Transport keine zu große Tauchtiefe zu geben, an der Arbeitsstelle nur bis zu einem Teil der Höhe hergestellt, womit gleichzeitig der Vorteil verbunden ist, daß bei dem Bau auf Hellingen oder im Schwimmdock an Transporthöhe für die Baustoffe gespart wird. Man begibt sich dabei allerdings für die nachträglich an der Baustelle selbst mit dem Fortschritt der Absenkung hergestellten Wandteile des Vorteiles, daß nur schon gut erhärteter Beton mit dem Seewasser in Berührung kommt. Aus der größeren Zahl der Ausführungsbeispiele von Wellenbrechern und Kaimauern in dieser Bauweise seien hier nur einige besonders charakteristische im Nachfolgenden herausgegriffen:

Schwimmkästen mit bleibendem eisernem, durch Mauerwerk oder Beton versteiftem, nach Versenkung mit Sand, Steinschüttung, Schüttbeton oder Betonblöcken ausgefülltem Mantel, der natürlich durch den Angriff des Seewassers in nicht zu langer Zeit zerstört wird, sind in den Häfen von Barcelona, Bilbao, Lissabon, Scheveningen und auch bei deutschen Häfen zur Bildung von Molenköpfen in Pillau und Cuxhaven**) angewendet worden. Letztere Ausführung zeigt wohl das bedeutendste Beispiel dieser Art. Der Senkkasten, den Abb. 1a–c, S. 131, darstellen, war 120 m lang, 15,5 m hoch, unten 9, oben 7,45 m breit und erforderte einen Aufwand von 415 t an Eisen, sowie 200 cbm Holz zur vorläufigen Aussteifung. Wände und Boden bestanden aus 5 mm starken Blechen, versteift durch I- bzw. Gitterträger und Anker. Der Boden erhielt gleich eine 1 m starke Betonsohle, die Betonwandungen wurden erst nach schwimmender Heranbringung des Kastens vom Helling zur Baustelle selbst hergestellt und zwar in einer solchen Stärke, daß die Wandungen nicht durch Druck zu stark beansprucht wurden. Die inneren Hohlräume wurden später nur mit Sand gefüllt. Der Kasten reicht bis – 11,5 m unter NW. und ruht auf durch Baggerung und dünne Steinschicht abgeglichenen Sohle. Der Rauminhalt des ganzen Klotzes ist rd. 15000 cbm, sein Gewicht in ausgefülltem Zustand rd. 31500 t.

Während bei dieser Ausführungsweise die umhüllende Eisenwand verloren geht, hat man diese auch abnehmbar eingerichtet, um sie für die Herstellung einer ganzen Reihe von Senkkästen lediglich als Fangedamm und Form für die Ausführung der Wände benutzen zu können. — (Schluß folgt.)

Die Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte und seitliche Belastung.

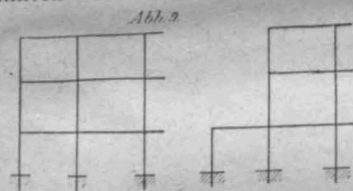
Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. M. (Fortsetzung.)

§ 2. Die Berücksichtigung lotrechter Lasten.

Bei der Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte Belastung ist die Annahme zulässig, daß die Stützenköpfe bzw. die durchlaufenden Balken seitlich unverschieblich sind. Wir wollen die Aufgabe unter dieser sehr vereinfachenden Annahme lösen, behalten uns aber vor, im Anschluß an die seitliche Belastung, die Bestimmung korrigierender Zusatzflächen, die unter Umständen, besonders beim unregelmäßigen Rahmen, Bedeutung erlangen können, vorzuführen.

Die Berücksichtigung der lotrechten Lasten geschieht nach den hinlänglich bekannten Regeln (Prof. W. Ritter:

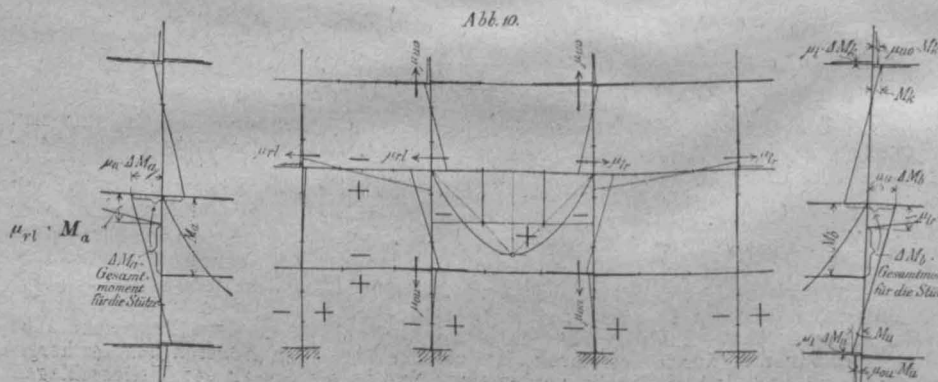
Die graphische Statik, Bd. III) unter besonderer Beachtung der berechneten Uebergangszahlen, nach denen jeweils die Zerlegung des Momentes an den Kreuzungs- oder Stützpunkten zu erfolgen hat. Das vorstehend gekennzeichnete Verfahren kann



sowohl beim gewöhnlichen Rahmen (wie in Abbildung 9, links dargestellt) als auch beim unregelmäßigen Rahmen (wie in Abbildung 9, rechts gezeichnet) mit Erfolg angewandt werden.

Die Momentenfläche wird im Allgemeinen, bei der Belastung eines einzelnen Feldes, wie in Abbildung 10 aussehen. Beim gewöhnlichen durchlaufenden Balken würde nur die Verkleinerung des Momentes an den Stützen außer Betracht kommen, sich sonst aber ein ähnliches Bild ergeben.

Abbildung 10 rechts und links zeigt die Verhältnisse bei der Momentenzerlegung für die an den belasteten Balken angrenzenden Stützen besonders. Hat man für die



belastete Oeffnung die Schlußlinie und die Einspannmomente links und rechts bestimmt, M_a, M_b , so ist bei der Stütze links von der Last das verkleinerte Balkenmoment gleich $\mu_{rl} \cdot M_a$, das Gesamtmoment für die Stütze $\sum M_a = M_a - \mu_{rl} \cdot M_a$; davon nimmt die untere Stütze auf $\mu_u \cdot \sum M_a$, der Rest entfällt auf die Stütze oben. Bei der Stütze rechts von der Last ist entsprechend das verkleinerte Balkenmoment gleich $\mu_{rr} \cdot M_b$, das Gesamtmoment für die Stütze $\sum M_b = M_b - \mu_{rr} \cdot M_b$; davon nimmt dann die untere Stütze l auf $\mu_u \cdot \sum M_b$, der Rest entfällt auf die Stütze oben.

Die Momentenlinien in den unbelasteten Feldern gehen durch die Festpunkte hindurch und zwar durch die J -Punkte bei nach links und nach unten und durch die K -Punkte bei nach rechts und nach oben fortschreitenden Momenten.

Am nächstfolgenden oberen und unteren Knotenpunkt der betrachteten Stützen wird das Moment wiederum zu zerlegen sein. Nennt man das zu zerlegende Moment M_k bzw. M_u , so ist bei einem oberen Knotenpunkt das verkleinerte Stützenmoment gleich $\mu_{uo} \cdot M_k$, das Gesamtmoment für den Balken $\sum M_k = M_k - \mu_{uo} \cdot M_k$; davon nimmt der Balken links auf $\mu_l \cdot \sum M_k$, der Rest entfällt auf den Balken rechts. Bei einem unteren Knotenpunkt ist entsprechend das verkleinerte Stützenmoment gleich $\mu_{ou} \cdot M_u$, das Gesamtmoment für den Balken $\sum M_u = M_u - \mu_{ou} \cdot M_u$; davon nimmt der Balken links auf $\mu_l \cdot \sum M_u$, der Rest entfällt auf den Balken rechts.

Das zu zerlegende Moment wird umso kleiner sein, je weiter man sich von dem belasteten Feld entfernt.

Bei Endstützen wird das zu zerlegende Balkenmoment von den letzteren ganz aufgenommen, so daß in diesem Falle sein wird $\sum M_a = M_a$ bzw. $\sum M_b = M_b$.

In Vorstehendem haben wir die Momente einfach als absolute Größen angenommen. Wir werden jedoch, namentlich bei der seitlichen Belastung, auf das Vorzeichen wohl Rücksicht zu nehmen haben. Es sei deshalb bestimmt, daß die Momente beim Balken positiv sind, wenn die elastische Linie nach oben, negativ, wenn diese nach unten hohl ist; daß die Momente bei den Stützen positiv sind, wenn die elastische Linie nach links, negativ, wenn sie nach rechts hohl ist. In Abb. 10 sind die Momente, der hohlen Seite der elastischen Linie entgegengesetzt, nach der Seite aufgetragen worden, nach der sich der Balken oder die Stütze durchbiegen wird. Die Momentenflächen sind daher positiv unterhalb der Balkenachse (bzw. unterhalb der Schlußlinie) und rechts der Stützenachse. Entgegengesetzt liegen die negativen Momentenflächen.

Wenn man über das Vorzeichen eines Momentes nicht genau Bescheid weiß, so behebt sich diese Unklarheit leicht, wenn man sich vergegenwärtigt, wie die elastische Linie ungefähr aussieht und den mutmaßlichen Verlauf festlegt: die Momentenfläche fällt dann nach der durchgebogenen (erhabenen) Seite.

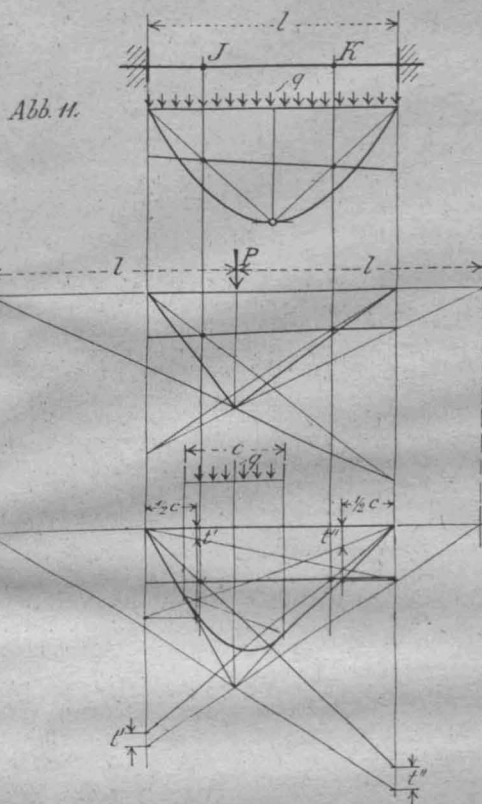
Handelt es sich um die Bestimmung der Momentenfläche für die Belastung mehrerer Oeffnungen, so hat man die Flächen für die Belastung der einzelnen Oeffnungen, die in der vorstehenden Weise ermittelt werden können, zu summieren. Man kann dabei in der bekannten Weise vorgehen, genau so, wie beim gewöhnlichen durchlaufenden Balken; nur wird selbstverständlich die Verkleinerung des Momentes beim Ueberschreiten der Stützen zu berücksichtigen sein. Die Berücksichtigung von Verkehrsbelastung erfolgt in der gleichen Weise.

Die beschriebene gesonderte Zerlegung des auf die Stützen entfallenden Gesamtmomentes ist besonders zweckmäßig, da man, ganz ohne Rücksicht auf die in Betracht kommenden Einzel-Anteile, zunächst die endgültige Momentenfläche für den Balken bestimmen und die endgültige Zerlegung der Stützenmomente zum Schluß für sich vornehmen kann.

An Hand des Momentenbildes für einen Stockwerkrahmen erkennt man, daß der Zusammenhang (die Kontinuität) in statischer Hinsicht sich hauptsächlich nur bei den Balken ein und desselben Stockwerkes und den sich damit kreuzenden Stützen bemerkbar macht. Der gegenseitige Einfluß verschiedener Stockwerkbalken ist gering. Dadurch vereinfacht sich die Berechnung erheblich.

Nun sei noch die Bestimmung der Schlußlinie in den belasteten Feldern erwähnt. (Vergl. Abbildung 11.)

Liegt gleichmäßig verteilte Last vor und ist die Form des Balkens beliebig symmetrisch, so gilt das bekannte Verfahren streng⁷⁾. Gleichmäßig verteilte Last (Vollbelastung) wird beim Stockwerkrahmen am häufigsten zu berücksichtigen sein. Man verbindet den Scheitel der Momen-



tenparabel mit den Auflagern und legt die Schlußlinie durch die Schnittpunkte auf den Festlinien.

Bei Einzellasten gilt das gebräuchliche Verfahren der Schlußlinienbestimmung, falls das Trägheitsmoment veränderlich ist, nur näherungsweise. Streng genau kann die Schlußlinie bei beliebiger Balkenform, wie in dem wiederholt erwähnten Werk des Verfassers gefunden werden (S. 33). Bei der angenommenen gesetzmäßigen Aenderung der Vouten, gilt die ebendasselbst (S. 32) angegebene Tabelle. Danach erhält man die Schlußlinie ebenso rasch wie nach dem gebräuchlichen Verfahren. Der Fehler, den man bei der Anwendung des letzteren begeht, dürfte übrigens hier meist belanglos sein, da die Wirkung der Vouten nicht allzu sehr ins Gewicht fällt.

Bei Streckenbelastung wendet man mit Vorteil das graphische Verfahren an, das in dem genannten Werk S. 34, beschrieben worden ist. S. 54 ist ebendasselbst die Bestimmung der Schlußlinie bei Kranlasten vorggeführt, deren Berücksichtigung bei dem vorbeschriebenen Verfahren ohne Schwierigkeit erfolgen kann.

Für Balken und Stützen können, wenn die Momente einmal bekannt sind, die Querkkräfte leicht berechnet werden. Wir betrachten die Querkraft als positiv, wenn sie bestrebt ist, bei zwei einander unmittelbar benachbarten Querschnitten, beim Balken den linken nach oben, bei den Stützen den unteren nach links abzuscheren.

Es seien: Q_0 die Querkraft beim frei aufliegenden Fall, M_a, M_b die Einspannmomente des Balkens links und rechts, M_k, M_u das Stützenkopf- und Stützenfußmoment. Man findet dann⁸⁾

$$\begin{aligned} \text{beim Balken} \quad Q &= Q_0 - \frac{M_a - M_b}{l} \\ \text{bei den Stützen} \quad Q &= Q_0 + \frac{M_k - M_u}{h} \end{aligned} \quad \dots \dots (27)$$

Bei den Stützen ist meist, da diese gewöhnlich von äußeren Kräften frei sind, $Q_0 = 0$, so daß

$$Q = \frac{M_k - M_u}{h} \quad \text{oder} \quad Q = \frac{M_k}{z} \quad \dots \dots (28)$$

z ist der Abstand des Momenten-Nullpunktes vom Stützenkopf.

Auf Grund der Querkkräfte können unschwer die Normalkräfte im Stockwerkrahmen festgestellt werden. — (Schluß folgt.)

⁷⁾ Vergl. „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“, Seite 27.

⁸⁾ Vergleiche „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“, Seite 38.



Bezüglich der Berechnung der inneren Spannungen werden folgende allgemeine Angaben gemacht: hinsichtlich der Zug- und Druckspannung gilt, wie bei uns, die grundlegende Annahme, daß die Zugspannungen ausschließlich vom Eisen aufzunehmen sind, daß die Verlängerungen und Verkürzungen bei Biegung sich wie die Abstände von der neutralen Achse verhalten und daß der Elastizitätsmodul des Eisens mit dem 15-fachen Wert desjenigen des Betons einzuführen ist. Ein Nachweis der im Beton auftretenden Zugspannungen wird aber unter keinen Umständen verlangt. Die Schubspannungen müssen für Platten, Balken und Platten-Balken nach der Formel $\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot h}$

berechnet werden, worin Q die Querkraft, b die Balkenbreite — bei Plattenbalken die Stegbreite — und h die volle Balkenhöhe ist.

Die zulässigen Spannungen entsprechen etwa den unserigen und sind z. T. wohl etwas höher. Bei ausschließlich gedrückten Konstruktionsteilen werden im Beton an Druckspannungen zugelassen: 25 kg/qcm für Säulen im obersten Geschoß unter Dach, 30 kg/qcm für Eisenbahnbrücken, 35 kg/qcm bei sonstigen Brücken und stärkeren Erschütterungen ausgesetzten Konstruktionsteilen, in allen übrigen Fällen 40 kg/qcm. Bei auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteilen werden zugelassen: für das Eisen an Zugspannung 800 kg/qcm bei Eisenbahn-Brücken, 1000 kg/qcm bei sonstigen Brücken und stärkeren Erschütterungen ausgesetzten Konstruktionen, im übrigen 1200 kg/qcm; an Druckspannung für den Beton bzw. 35, 40, 50 kg/qcm. Im Anschluß an die Stützen können die Druckspannungen im Beton auf $\sigma_b + 0,05 (\sigma_e - \sigma_{em})$ kg/qcm erhöht werden, worin σ_b die sonst zulässige Beton-Druckspannung, σ_e die zulässige Zugspannung im Eisen und σ_{em} die berechnete höchste Zugspannung im Eisen ist. Die Druckspannung im Beton darf dabei aber keinesfalls über 1,2 σ_b steigen.

Bezüglich der Schubspannungen weichen Berechnung und Begrenzung der zulässigen Werte von unseren Vorschriften etwas ab. Die im Beton unter Vernachlässigung des Einflusses der Eiseneinlagen ermittelte Schub-

spannung darf keinesfalls $\frac{3}{10}$ der zulässigen Druckspannung überschreiten. Ist sie höher als $\frac{1}{10}$ derselben, so müssen die Eisen allein die ganzen Schubspannungen in jedem Querschnitt aufnehmen können. Es sind dabei alle aufgebogenen Eisen und Bügel im Querschnitt in Rechnung zu stellen. Die berechneten Schubspannungen im Eisen dürfen die zulässigen Zugspannungen nicht überschreiten.

Haftspannungen werden in den Vorschriften nicht erwähnt.

Für die Berechnung zentrisch belasteter Säulen ohne Knickgefahr gilt die übliche Berechnungsweise. Der Querschnitt der Längsstäbe muß dabei in den Grenzen 1—3 % des Betonquerschnittes liegen. Die Formel für die Berechnung umschnürter Säulen und die Voraussetzungen für ihre Anwendung entsprechen ebenfalls unseren Vorschriften. Darüber hinaus wird noch verlangt, daß der Querschnitt der Längsstäbe auch hier mindestens 1 % des Säulen-Querschnittes ausmachen und daß ihr Abstand nicht mehr als das Doppelte der Ganghöhe der Umschnürung betragen soll. Auch werden noch Vorschriften über die Herstellung der Stöße in der Umschnürung gegeben.

Bei der Berechnung auf Knicksicherheit weichen die Annahmen von den unserigen ab. Sie hat zwar nach der Euler'schen Formel zu erfolgen, aber bei gewöhnlichen Säulen erst sobald die Höhe mehr als das 18-fache des kleinsten Querschnittes beträgt, während bei umschnürten Säulen schon bei der 14-fachen Höhe mit Knickgefahr zu rechnen ist. Dabei ist mindestens 5-fache Sicherheit, gelenkartige Befestigung an beiden Enden und ein Elastizitätsmodul des Betons von 140 000 kg/qcm anzunehmen und derjenige des Eisens 15 mal so groß. Bei Untersuchungen umschnürter Konstruktionsteile auf Knickfestigkeit oder Durchbiegung darf die Umschnürung nicht mit in Rechnung gestellt werden.

Bei Endsäulen ist stets das Auftreten eines durchbiegenden Momentes zu berücksichtigen, das mit $\frac{q l^2}{24}$ in Rechnung zu stellen ist, falls keine genauere Ermittlung stattfindet. Dabei bedeutet l die Spannweite des Endfeldes. Bleibt die Druckspannung in zentrisch belasteten Säulen unter 15 kg/qcm und ist keine Knickgefahr vorhanden, so ist eine Bewehrung nicht erforderlich. —

Anwendungen von Zement und Beton im Bergbau.

(Schluß aus No. 15.)



In weiterer Aufsatz in No. 30 und 31 d. J. in derselben Zeitschrift „Glückauf“ befaßt sich mit einem wirtschaftlichen Vergleich*) der verschiedenen Verfahren beim Abteufen von Schächten in großer Tiefe und in stark Wasserführendem Gebirge: Zementierungs- oder Versteinungs-Verfahren, Abteufen unter Wasserhaltung, Abbohren, Gefrierverfahren in Absätzen. Zum Vergleich wird das Beispiel einer Durchteufung durch wasserführende Schichten in 400—500 m Tiefe bei einem Schachtdurchmesser von 6 m gewählt. Wir haben über das Zementierungsverfahren i. J. 1908 der „Mitteilungen“ S. 56 ff. ausführlicher berichtet. Es besteht bekanntlich darin, daß um den Schachtmantel herum von der Schachtsohle aus Löcher in etwas nach außen geneigter Lage in das zerklüftete, Wasser führende Gebirge gebohrt und dann mit flüssigem Zement ausgepreßt werden, der auch die Klüfte und damit den Wasserzufluß abschließt. Es ist so möglich, absatzweise vorzubohren, zu dichten und dann den Schacht abzuteufen und auszubauen, soweit Letzteres nach der Gebirgsbeschaffenheit notwendig wird. Die Anwendbarkeit des Verfahrens setzt allerdings eine gewisse Beschaffenheit des Gebirges voraus, vor allem einigermaßen regelmäßig verlaufende Klüfte, damit sie durch die Bohrlöcher auch getroffen und geschlossen werden können. Verfasser bezeichnet das Versteinungs-Verfahren für das unter allen Umständen wirtschaftlichste, falls sich das Gebirge dafür überhaupt eignet, und empfiehlt auf alle Fälle damit einen Versuch, falls nicht schon die Aussichtslosigkeit des Erfolges für das betreffende Gebirge an anderer Stelle nachgewiesen ist. Das Verfahren wird am vorteilhaftesten bei hohlen Klüften in festem Gestein, kostspieliger und schwieriger, wenn diese mit Sand und Tonmassen ausgefüllt sind und erst durch mehrfache Spülung gereinigt werden müssen. In brüchigem

Gebirge versagt das Verfahren, da sich zwar die Klüfte füllen, aber das Gebirge selbst wasserdurchlässig bleibt. Die Kosten des Verfahrens schwanken allerdings sehr stark. Im günstigen Fall ist mit verhältnismäßig geringem Zementverbrauch und geringen Kosten, die bei geeignetem Gebirge für den Schachtausbau nur einige hundert Mark mehr zu betragen brauchen, als bei Ausbau im trockenem Gebirge, ein voller Erfolg zu erzielen, bei einem Arbeitsfortschritt, der ebenfalls fast demjenigen des Ausbaues im trockenem Gebirge gleich kommt. Im ungünstigsten Fall, bei ungeeignetem Gebirge kann es allerdings nach langer, kostspieliger Arbeit und Aufwendung von Hunderttausenden völlig versagen. Man sollte daher einen Versuch, der nicht verhältnismäßig rasch einen gewissen Erfolg erkennen läßt, nicht zu lange fortsetzen.

Versagt das Verfahren, so läßt sich an den niedergebachten Zementierbohrlöchern der Wasserandrang vielfach annähernd schätzen und danach über die einzuschlagenden weiteren Verfahren entscheiden. Bis zu 10 cbm/Sek. Wasserandrang führt dann das Verfahren mit Wasserhaltung jedenfalls am raschesten zum Ziel. Bei einem dauernden Wasserandrang von 15 cbm/Sek. und mehr ist das Abbohr-Verfahren (Schnellschlag-Spülverfahren) zwar zeitraubender, aber wirtschaftlicher. Als letzter Ausweg bleibt dann noch das Gefrierverfahren, das allerdings auch die höchsten Kosten verursacht und die längste Zeitdauer in Anspruch nimmt. —

Inhalt: Instandsetzung geborstener Kuppel-Tragepfeiler mit Preßzement. (Schluß.) — Schwimmende Senkkasten in Seehäfen. — Die Eisenbeton für Wellenbrecher und Kaimauern in Seehäfen. — Die Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte und seitliche Belastung. (Fortsetzung.) — Neufassung der holländischen Eisenbeton-Vorschriften. (Schluß.) — Anwendungen von Zement und Beton im Bergbau. (Schluß.) —

*) H. Müller. Das Durchteufen stark wasserführender Gebirgsschichten in großen Teufen.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

14. Jahrgang 1917.

Nº 18.

Eisenbetonbauten für den Neubau der Kokerei-Anlage auf der Zeche Westhausen in Bodelschwingh bei Dortmund.

Ausgeführt i. A. der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G., Rhein-Elbe in Gelsenkirchen, durch die Rheinisch-Westfälische Tief- und Betonbau-Unternehmung Heinrich Butzer in Dortmund.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Ob.-Ingenieur der Tief- und Betonbau-Unternehmung Heinr. Butzer in Dortmund.

Im Frühjahr 1916 beauftragte die Gelsen- und vor allem die Becherwerksgrube mußten zwischen kirschener Bergwerks-A.-G., Rhein- Spundwänden unter Wasserhaltung gegründet werden. Elbe, Gelsenkirchen, die Rheinisch-Westfälische Tief- und Betonbau-Unternehmung

Heinrich Butzer, Dortmund, mit der Ausführung der für den Neubau einer Kokerei-Anlage auf ihrer in Bodelschwingh gelegenen Zeche Westhausen erforderlichen Beton- und Eisenbeton-Arbeiten. Neben einigen weniger bemerkenswerten Ausführungen, wie Stampfbeton-Fundamenten, einer biegungsfesten Eisenbetonplatte für die Koksofengruppe, Waggonwage-Gruben und dergl. Arbeiten, die bei allen derartigen industriellen Anlagen vorkommen, handelte es sich in der Hauptsache um die Errichtung eines Kohlenturmes für 1000 t Nutzinhalt nebst der dazu gehörigen Antriebsstation und der unterhalb dieser liegenden Becherwerks- und Transportband-Grube für fremde Kohle, der Koks-Separation für eine Stundenleistung von 20 t mit darüber befindlicher Großkokssieberei und einen etwa 25 cbm fassenden Wasserbehälter zum Löschen des Kokses, einer Anlage zum Klären des Kokslöschwassers sowie einer etwa 140 m langen Winkelstützmauer.

Besondere Schwierigkeiten machten bei sämtlichen Neubauten die Baugrundverhältnisse, da durchweg in einer Tiefe von etwa 1,1—1,2 m unter S. O. des Zechenbahnhofes Fließsand mit starkem Grundwasserandrang angetroffen wird. Sämtliche Fundamente wurden daher so angeordnet, daß ihre Unterkante oberhalb des Fließbodens liegt. Nur einige tieferliegende Gruben

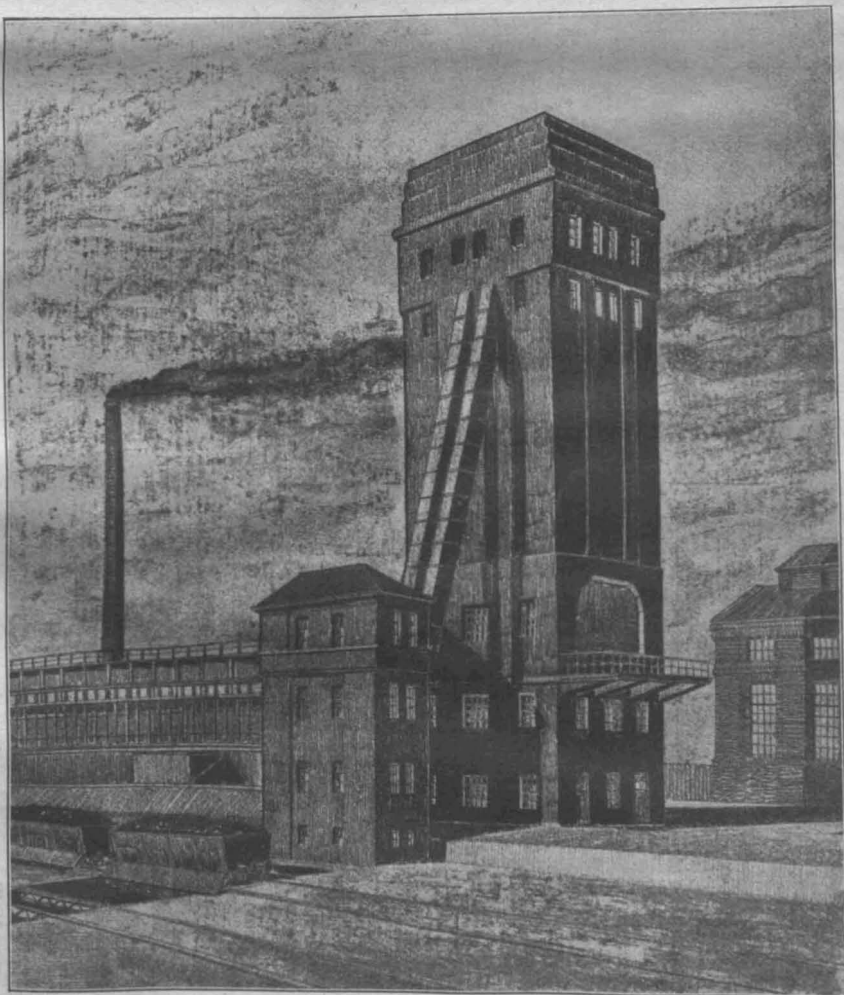


Abbildung 2. Schaubild des Kohlenturmes mit Antriebsstation.

I. Der Kohlenturm mit Antriebstation und Becherwerksgrube.

Dieser Turm, den Abb. 1 a-e im Querschnitt, Längsschnitt und charakteristischen Grundrissen darstellen, befindet sich am Kopfe der Koksofenbatterie. Eine in Höhe + 9,345 m liegende Abzugsbühne vermittelt den Uebergang vom Turm zur Batterie. Um den nachteiligen Einfluß der Temperaturbewegungen der Oefen auf den Vorratsbehälter auszuschalten, wurde diese Abzugsbühne auf eine Länge von 4,30 m frei ausgekragt. Desgleichen befindet sich eine Konsolplatte auf der gegenüberliegenden Seite in derselben Höhe, welche zur Aufstellung eines Reserve-Füllwagens dient. Der Unterbau des Turmes besteht vollständig aus Eisenbeton und ruht auf 4 durchgehenden Bankettstreifen, welche im Zusammenhang mit den im unteren Teil verstärkten Umfassungswänden als umgekehrte Plattenbalken ausgebildet sind. In Höhe + 5,595 m liegt eine Zwischendecke. Der darunter befindliche Raum dient als Büro für den Koksmeister, zum Aufstellen von Transformatoren, eine Abteilung ist als Badezelle eingerichtet und der Rest wird als Magazin benutzt. Um Durchsickern von Tropfwasser aus den Trichtern in die oben erwähnten Räume zu verhindern, erhielt die Zwischendecke einen Asphaltüberzug. Bemerkenswert ist noch, daß die Konsolen der Abzugsbühne des gefälligen Aussehens wegen in beiden Ebenen verbreitert wurden. Auf diese Weise erhält der Einspannungs-Querschnitt nur eine Höhe von 75 cm, so daß die Ausstoßmaschine der Koksöfen genügend Platz auch unterhalb der Abzugsbühne hat. Der Füllrumpf faßt etwa 1000 t Kohle, welche an 12 Stellen

dient zur Aufnahme von Transmissionen und Motoren und bietet nichts besonders Erwähnenswertes.

Den Kopf des Turmes bildet ein Wasserbehälter von etwa 400 cbm Nutzinhalt mit einer Trennungswand, eine Anordnung, die zum ersten Mal in Verbindung mit einem Kohlenturm ausgeführt wurde. Der Boden dieses Behälters wird durch ein symmetrisches System von Zweigelenkbändern getragen, zwischen welche sich die kreuzweis bewehrte Bodenplatte spannt. Zur Verhinderung größerer Formänderungen und damit verbundener Haarrisse wurden sowohl der Boden als auch die Umfassungs- und Trennwände mit beiderseitigen kräftigen Vouten versehen. Die nutzbare Druckhöhe des Wasserbehälters beträgt 37,6 m, die Gesamthöhe des Turmes 38,9 m.

Das Hauptgewicht bei der Ausführung wurde neben einer sorgfältigen konstruktiv und statisch klaren Ausbildung auf gute architektonische Wirkung namentlich auch bezügl. der Anpassung des Bauwerkes an die sicht-

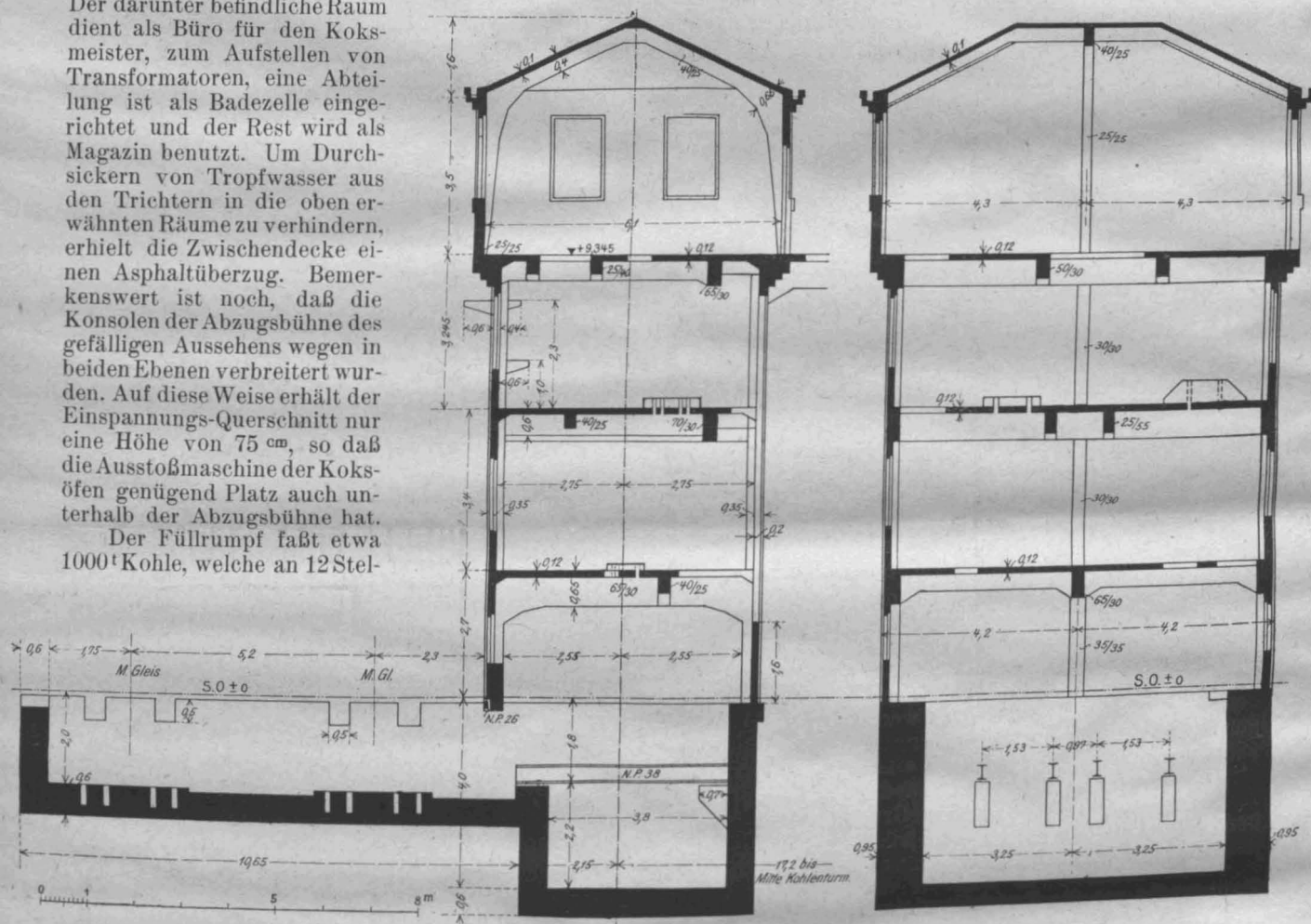


Abbildung 3a und b. Quer- und Längsschnitt der Antriebstation mit Becherwerksgrube.

len durch trichterförmige Ausläufe entnommen werden kann. Er wird getragen durch zwei Mittelbinder und zwei seitliche Rahmenträger, welche sämtlich als Zweigelenk-Konstruktionen mit Füßen in Höhe der Abzugsbühne ausgeführt sind. Diese Binder haben in ihren oberen Querriegeln der trichterförmigen Ausläufe wegen dreieckförmigen Querschnitt. Die Seitenwände des Füllrumpfes spannen sich zwischen senkrechte Aussteifungsrippen, welche als unten festgespannt und oben frei aufgelagerte Träger berechnet wurden. Die freie Auflagerung wird durch den in Höhe + 28 m liegenden Trägerrost bewirkt (Grundriß c—c Abb. 1 e), welcher gleichzeitig den Verteilungsteller trägt. Dieser Trägerrost besteht in den beiden Hauptbalken aus einbetonierten Differdinger Walzprofilen, eine Maßnahme, die erforderlich war, um die große Stützweite von 12 m mit verhältnismäßig kleinen rechteckigen Querschnitten zu überwinden. In derselben Höhe + 28 m ist noch eine Galerie angebracht, mit einer ebenfalls aus Eisenbeton bestehenden Brüstung. Die darüber befindliche Bühne auf + 31,2 m

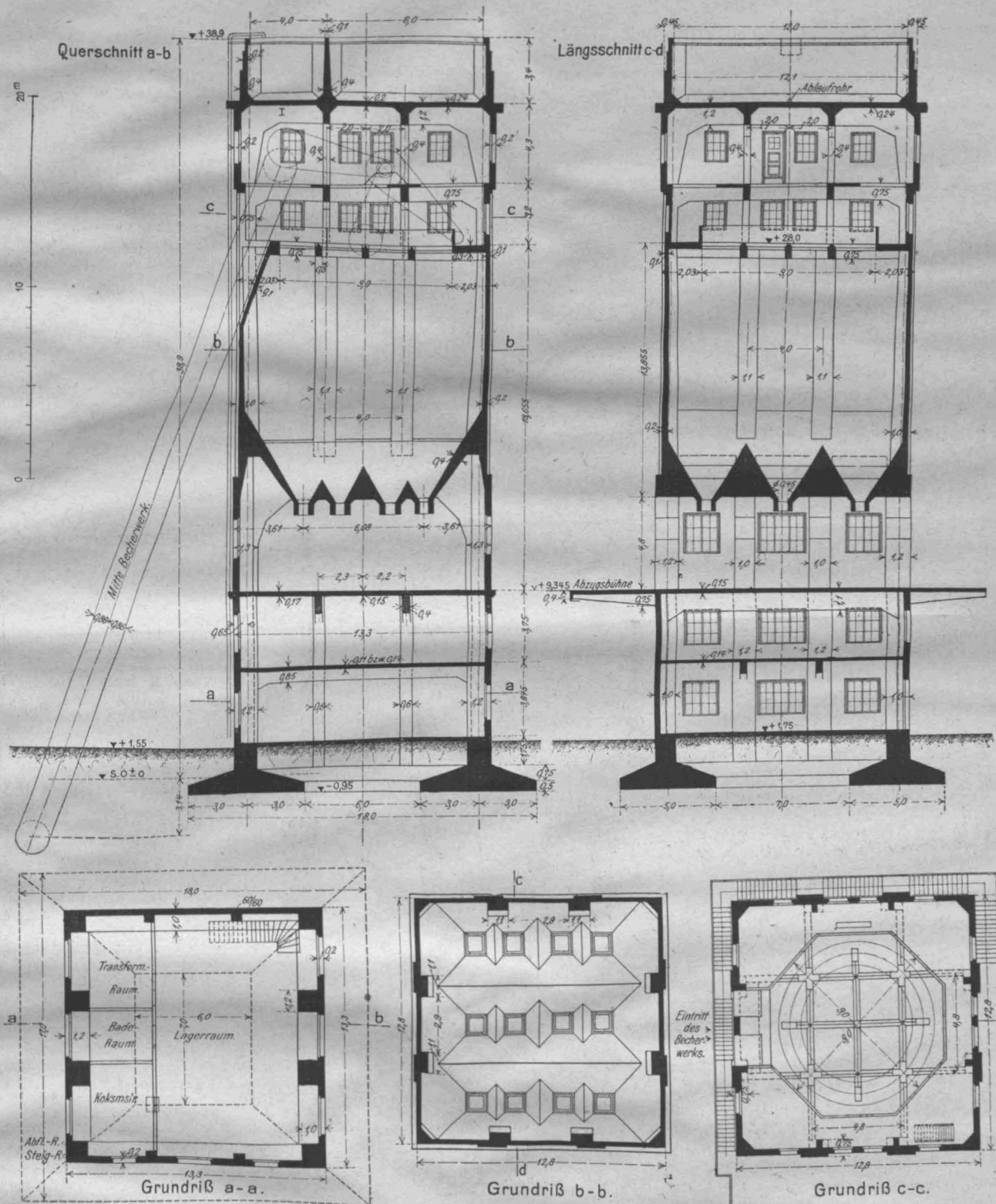
bare maschinelle Einrichtung, wie die Becherwerke, Rohrleitungen usw., gelegt. Hilfseinrichtungen, wie Aufhängepunkte für Kettenzüge zur Montage und Demontage der Becherwerke usw. in der sonst allgemein üblichen Form von anbetonierten Konsolen, die dem Laien unbegründet erscheinen, wurden vermieden und durch andere zweckmäßigere und ästhetisch einwandfreie Maßnahmen ersetzt. Kurz es wurde Alles getan, um das äußere Ansehen des Turmes nicht zu gefährden. — Die Abbildung 1 und ferner die Abb. 2, welche ein Schaubild der Anlage mit der Antriebstation gibt, beweisen die Richtigkeit obiger Behauptungen.

Die vor dem Turm liegende Antriebstation, die ebenfalls ganz in Eisenbeton erbaut ist und deren Quer- und Längsschnitt, Abb. 3a und b, wiedergeben, dient zur Aufnahme des Elektromotors und der Transmissionsanlage für die Bandgrube. Das Gebäude enthält 3 Stockwerke und den Dachraum und wurde in seinen äußeren Formen selbstverständlich der ganzen Anlage angepaßt. Eine besondere Gründung kam für das Bauwerk nicht

in Frage, weil es sich auf der Becherwerksgrube befindet und die Umfassungswände letzterer gleichzeitig die Fundamente der Antriebstation bilden.

Die Becherwerksgrube liegt 4 m mit der Oberkante der Sohle des tiefen Teiles unter S. O. des Zechenbahnhofes, also etwa 3 m im Fließboden. Hierzu kommt noch die Stärke der Sohle selbst mit 60 cm, die Magerbeton-

wurde mit 8 bzw. 10 cm starken Spundwänden von genügender Länge eingefäßt und der Boden mit Hand unter Wasserhaltung herausgeschafft. Letzteres mußte mit besonderer Sorgfalt geschehen, damit nicht der Fließsand unter dem in unmittelbarer Nähe befindlichen Fundament des Kohlenturmes nachließ. Es wurde daher in der Weise gearbeitet, daß, sobald die nötige Tiefe er-



Abbildungen 1a-e. Querschnitt und Längsschnitt sowie Grundriß des Kohlenturmes.

schicht unter der Sohle mit 20 cm und eine Schotter-schicht mit 50 cm Stärke, ferner eine Ziegelflachsicht über der Isolierung, sodaß die Ausschachtung insgesamt etwa 4,4 m im Fließboden vorgenommen werden mußte, ein Umstand, der umso schwieriger war, als — bedingt durch die örtlichen Verhältnisse — die Becherwerksgrube erst hergestellt werden konnte, nachdem der Kohlenturm im Rohbau fertig war. Die Baugrube

reicht war, jedes Mal für den herausgeholtten Boden ein entsprechender Teil Steinschlag eingebracht wurde. Die Wasserhaltung erfolgte in einem außerhalb der Spundwand liegenden Pumpensumpf, dessen Sohle etwa 1,5 m tiefer als die Sohle der Grube lag, mittels Duplex- und Strahl-Pumpen. Sohle und Außenwände der Grube wurden bis 30 cm über Grundwasser mit Asphaltstoffen in üblicher Weise isoliert. — (Schluß folgt.)

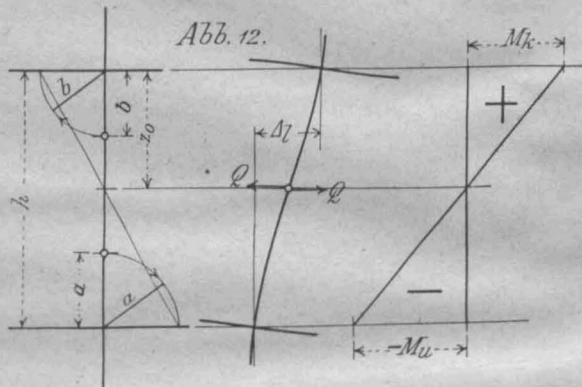
Die Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte und seitliche Belastung.

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. M. (Schluß)

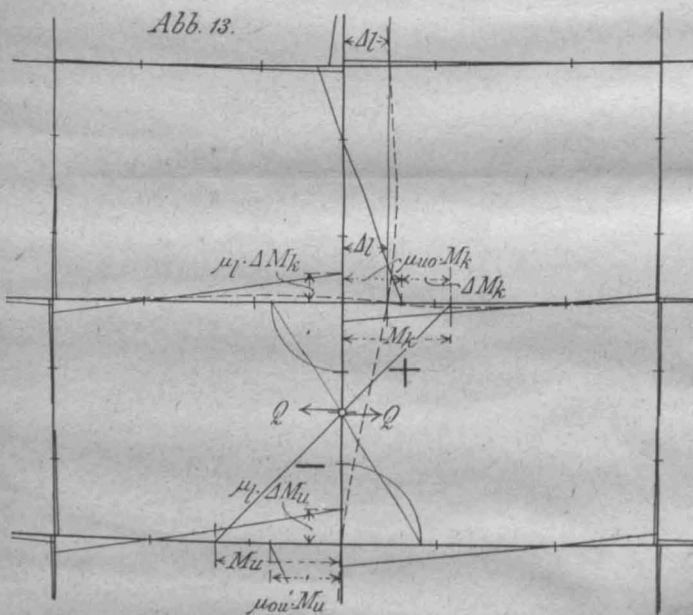
§ 3. Die Berücksichtigung seitlicher Lasten.

Wenn ganz in Eisenbeton erstellten Bauwerken innere Versteifungen, Wände und dergl., mangeln, so sollten dieselben streng genommen auch für Windkräfte berechnet werden, besonders dann, wenn sie mehr in die Höhe als in die Breite gehen. In Folgendem soll zu diesem Zweck eine Berechnungsweise entwickelt werden, die außerordentlich übersichtlich und anpassungsfähig ist und noch den besonderen Vorteil hat, daß man sie auch praktisch anwenden kann.

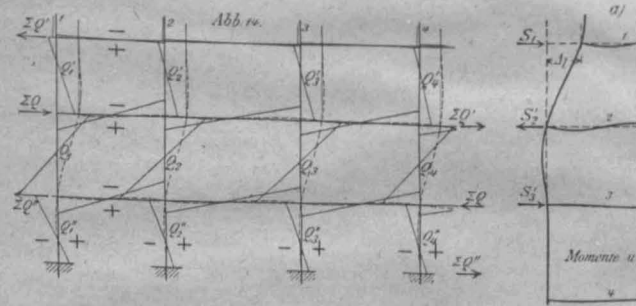
1. Voruntersuchung. Man lasse den Kopf der Stütze eines Stockwerkrahmens in Gedanken sich um Δl seit-



wärts schieben und nehme an, daß alle Stützenköpfe bezw. Auflagerpunkte darüber diese Bewegung mitmachen, so daß sie genau in einer Lotrechten bleiben. Die Momente



bei diesem Verschiebungszustand sind zu bestimmen. Die Festpunkte seien gegeben. Die Momentenlinie für die ver-



schiebene Stütze ist eine Gerade. Der Momenten-Nullpunkt liegt, nach den Ausführungen des Verfassers in seinem Werk „Neuere Methoden“

$$\text{in } z_0 = \frac{ah}{a+b} \dots \dots \dots (29)$$

vom Stützenkopf. Man kann diesen Punkt auch sehr leicht graphisch als Schnittpunkt einer die Stützenachse kreuzenden Geraden finden, bestimmt durch die Festpunkt-Abstände b und a als Abschnitte am Stützenkopf und am Stützenfuß (Abbildung 12).

Die Erzeugungskraft des Momentes für die betreffende Stütze ist die Querkraft

$$Q = \frac{\Delta l}{h^2 \beta_s} \cdot \frac{b}{z_0 - b} \dots \dots \dots (30)$$

$$\text{Es ist } M_k = Q z_0 \text{ und } M_u = -Q(h - z_0) \dots \dots \dots (31)$$

Wenn diese Momente bekannt sind, bietet die Bestimmung der gesamten Momentenfläche, auf Grund der berechneten Uebergangszahlen, weiter keine Schwierigkeiten mehr. Abbildung 13 enthält eine solche Momentenfläche.

Die Momente für die Verschiebung sämtlicher in einer Reihe gelegenen Stützenköpfe erhält man, indem man jede einzelne Verschiebung wie vor berücksichtigt und die erhaltenen Momentenflächen zusammenzählt. Der Verschiebungszustand entspricht einer gemeinsam mit allen darüber befindlichen Balken ausgeführten Balkenverschiebung. Die entsprechende Momentenfläche sieht im Allgemeinen wie in Abbildung 14 aus.

Es ist bei der Berücksichtigung seitlicher Lasten notwendig, daß man diese (die Momentenfläche entspricht der Abbildung 14) für die Verschiebung eines jeden einzelnen Balkens kennt. Die Größe der zugehörigen Verschiebung Δl ist belanglos; man kann sie beliebig und passend wählen. (Am besten setzt man $E \Delta l$ einer Zahl zwischen 1000 und 5000 gleich.)

Außer der Momentenfläche muß man noch die Kräfte kennen, die die zugehörigen Momente zustande bringen. Dieselben sind durch die Querkräfte in den Stützen bedingt. Für eine einzelne Stütze ist bekanntlich (Gl. 28)

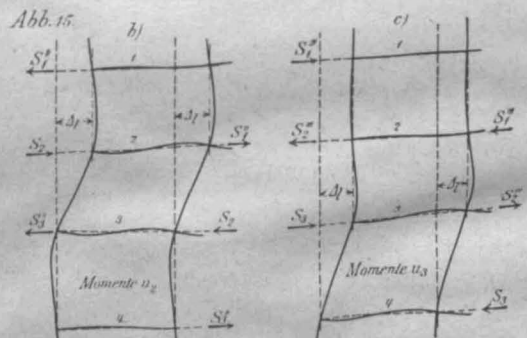
$$Q = \frac{M_k - M_u}{h}$$

Nun ist die Summe der Querkräfte einer Stützenreihe die Kraft, die als Erzeugungskraft der Momente, als Kräftepaar wirkend, auf die begrenzenden Balken, in der Achse liegend, einwirken muß. Positiven Querkraften entspricht ein Kräftepaar mit gegeneinander gerichtetem Pfeil; bei negativen Querkraften müssen die Pfeile einander fliehen.

Die in Abbildung 14 eingetragenen Kräfte ΣQ , $\Sigma Q'$ und $\Sigma Q''$ sind demnach die Summe der Querkräfte in den jeweils innerhalb der Wirkungsgeraden gelegenen Stützen.

2. Die Momente für in den Balkenachsen gelegene seitliche Einzellasten. Wir beziehen uns in Folgendem auf die schematische Abbildung 15. Die Erzeugungskraft der Verschiebungen wurde dort der Einfachheit halber mit S_1, S_2, S_3, S_2' usw. bezeichnet. Wir stellen die Aufgabe: Es sind die Momente zu bestimmen für das auf den Balken 2 und 3 wirkende Kräftepaar H (Abb. 15 a). Zu diesem Zwecke bezeichnen wir:

- die Momente infolge S_1 mit u_1 (Abbildung 15 a),
 - " " " " S_2 " u_2 (" " 15 b),
 - " " " " S_3 " u_3 (" " 15 c);
 - die S_1 zugeordneten Kräfte seien S_2' und S_3' (Abb. 15 a),
 - " S_2 " " " S_3'' " S_2'' (" 15 b),
 - " S_3 " " " S_2''' " S_3''' (" 15 c).
- Zunächst werden wir die Momente für das Kräftepaar S_2 feststellen. Um jene für das Kräftepaar H zu erhalten, hat man die letzteren dann nur noch mit dem Verhältnis $H : S_2$ zu multiplizieren.



Die zu ermittelnden Momente sind von jenen der Abbildung 15 b nur insofern verschieden, als die Wirkung der

*) Siehe auch „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke . . .“, Seite 67 bis 69. Es wurden hier etwas andere Bezeichnungen gebraucht.

zugeordneten Kräfte S_1'' und S_3'' , die die Verschiebung der Balken gemäß den gemachten Voraussetzungen regeln, wegfällt. Man wird daher, um die wahre Momentenfläche zu erhalten, noch die Reaktion dieser Kräfte berücksichtigen müssen. Zu diesem Zweck denken wir uns in Abbildung 15a S_1 durch S_1'' ersetzt, und in Abbildung 15c S_3 durch S_3'' und erhalten davon herrührend die Momente

$$M = \frac{S_1''}{S_1} \cdot u_1 \text{ und } M = \frac{S_3''}{S_3} \cdot u_3.$$

Bei deren Zustandekommen werden wieder zugeordnete Kräfte vorausgesetzt und zwar gehören

zu S_1'' die Kräfte $\frac{S_1''}{S_1} \cdot S_2'$ und $\frac{S_1''}{S_1} \cdot S_3'$ (Abb. 15a),

" S_3'' " " $\frac{S_3''}{S_3} \cdot S_2'''$ " $\frac{S_3''}{S_3} \cdot S_1'''$ (Abb. 15c).

Denkt man sich der Reihe nach die Kräfte S_2 , S_3 und S_2 , S_1 durch die obigen Kräfte bzw. deren Reaktionen ersetzt, so kann man für die zugehörigen Momente anschreiben:

$$M = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot u_2, \quad M = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_3} \cdot u_3,$$

$$M = \frac{S_3''}{S_3} \cdot \frac{S_2'''}{S_2} \cdot u_2, \quad M = \frac{S_3''}{S_3} \cdot \frac{S_1'''}{S_1} \cdot u_1.$$

Die zugeordneten Kräfte müssen nun noch weiter verfolgt werden. Es gehören

zu $\frac{S_1''}{S_1} \cdot S_2'$ die Kräfte $\frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot S_1''$ und $\frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot S_3''$,
 " $\frac{S_1''}{S_1} \cdot S_3'$ " " $\frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_3'}{S_3} \cdot S_2'''$ " $\frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_3'}{S_3} \cdot S_1'''$.

usw. Bringt man diese der Reihe nach an Stelle von S_1 , S_3 und S_2 , S_1 usw. an, so erhält man ohne weiteres wieder die zugehörigen Momente.

Es versteht sich, daß die in dieser Weise erhaltenen Faktoren von u immer kleiner ausfallen werden. Man braucht sie nur soweit zu berücksichtigen, als dies in dem nachfolgenden Schema, welches die Entstehung der endgültigen wichtigen Gleichung erläutert, geschehen ist. Auch dürfen, ihrer Kleinheit wegen, die von S_3' und S_1''' abhängigen Glieder gestrichen werden.

Das folgende Schema erleichtert das Verständnis für den Aufbau der nachstehenden Gleichung genügend.

$$\begin{array}{cc} \frac{S_1''}{S_1} \cdot u_1 & \frac{S_3''}{S_3} \cdot u_3 \\ \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot u_2 = k' \cdot u_2 & \frac{S_3''}{S_3} \cdot \frac{S_2'''}{S_2} \cdot u_2 = k'' \cdot u_2 \\ k' \cdot \frac{S_1''}{S_1} \cdot u_1 + k' \cdot \frac{S_3''}{S_3} \cdot u_3 & k'' \cdot \frac{S_1''}{S_1} \cdot u_1 + k'' \cdot \frac{S_3''}{S_3} \cdot u_3 \end{array}$$

Es ist hiernach endgültig für das auf die Balken 2 und 3 einwirkende Kräftepaar \bar{H}

$$M = \frac{H}{S_2} (1 + k' + k'') \cdot \left[\frac{S_1''}{S_1} \cdot u_1 + u_2 + \frac{S_3''}{S_3} \cdot u_3 \right]. \quad (32)$$

wo $k' = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2}, \quad k'' = \frac{S_2'''}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_3} \dots \dots \dots (33)$

Hiernach kann jeder beliebige Stockwerkrahmen für seitliche in den Balkenachsen liegende Einzellasten berechnet werden. Man denke sich zu diesem Zwecke nur den Balken 2 der Abbildung 15 jeweils in der Wirkungsgeraden der in Rechnung zu setzenden Last und schreibe die Gleichung 32 an.

Da immer ein Kräftepaar vorliegt, also jeweils die zu berücksichtigende Kraft, umgekehrt wirkend, in der Achse des nächst unteren Balkens vorausgesetzt wird, so hat man, um die Wirkung der letzteren rückgängig zu machen, jede äußere Last an allen Balken darunter in Gedanken erneut anzubringen.

Die Gleichung 32 hat die allgemeine Form

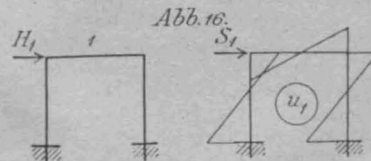
$$M = u_1 \cdot c_1 + u_2 \cdot c_2 + u_3 \cdot c_3.$$

Wenn man die c -Werte für die einzelnen in Betracht kommenden Einzellasten kennt, so kann durch Summieren, in der nachstehend angedeuteten Weise, unschwer auch die Gleichung für mehrere Einzellasten angeschrieben werden.

$$\begin{array}{c} u_1 \cdot c_2 + u_2 \cdot c_3 \\ u_1 \cdot c_1 + u_2 \cdot c_2 + u_3 \cdot c_3' \\ u_2 \cdot c_1'' + u_3 \cdot c_2'' + u_4 \cdot c_3'' \\ \dots \dots \dots \end{array}$$

$$M = u_1 \cdot \Sigma c + u_2 \cdot \Sigma c + u_3 \cdot \Sigma c + u_4 \cdot \Sigma c \dots \dots (34)$$

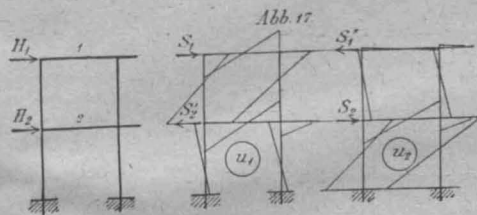
Anschließend geben wir nun die Gleichungen für den einfachen, den zwei-, drei- und vierstöckigen Rahmen sowie auch für Rahmen mit beliebig vielen Stockwerken an.



a. Der einstöckige Rahmen (Abb. 16).

$$M = \frac{H_1}{S_1} \cdot u_1$$

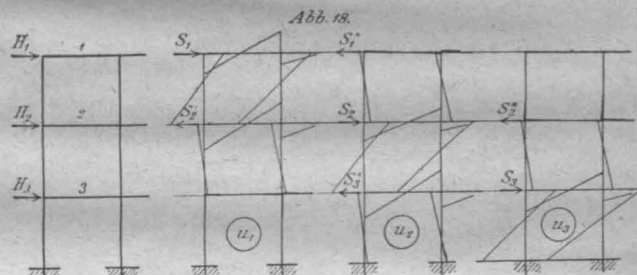
b. Der zweistöckige Rahmen (Abbildung 17).



$$X_1 = H_1, \quad X_2 = H_1 + H_2, \quad k' = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2}$$

$$M = u_1 \cdot (1 + k') \cdot \left[\frac{X_1}{S_1} + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_1''}{S_1} \right] + u_2 \cdot (1 + k') \cdot \left[\frac{X_2}{S_2} + \frac{X_1}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \right]$$

c. Der dreistöckige Rahmen (Abbildung 18).

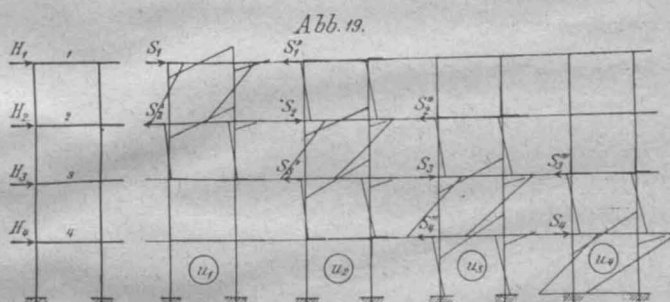


$$X_1 = H_1, \quad X_2 = H_1 + H_2, \quad X_3 = H_1 + H_2 + H_3$$

$$k' = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2}, \quad k'' = \frac{S_2'''}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_3}$$

$$M = u_1 \cdot \left[\frac{X_1}{S_1} \cdot (1 + k') + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_1''}{S_1} \cdot (1 + k' + k'') \right] + u_2 \cdot \left[\frac{X_2}{S_2} \cdot (1 + k' + k'') + \frac{X_1}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot (1 + k') + \frac{X_3}{S_3} \cdot \frac{S_2'''}{S_2} \cdot (1 + k'') \right] + u_3 \cdot \left[\frac{X_3}{S_3} \cdot (1 + k'') + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_3} \cdot (1 + k' + k'') \right]$$

d. Der vierstöckige Rahmen (Abbildung 19).



$$X_1 = H_1, \quad X_2 = H_1 + H_2$$

$$X_3 = H_1 + H_2 + H_3 = X_2 + H_3$$

$$X_4 = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = X_3 + H_4$$

$$k' = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2}, \quad k'' = \frac{S_2'''}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_3}, \quad k''' = \frac{S_3''''}{S_3} \cdot \frac{S_4'''}{S_4}$$

$$M = u_1 \cdot \left[\frac{X_1}{S_1} \cdot (1 + k') + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_1''}{S_1} \cdot (1 + k' + k'') \right] + u_2 \cdot \left[\frac{X_2}{S_2} \cdot (1 + k' + k'') + \frac{X_1}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot (1 + k') + \frac{X_3}{S_3} \cdot \frac{S_2'''}{S_2} \cdot (1 + k'' + k''') \right]$$

$$+ u_3 \cdot \left[\frac{X_3}{S_3} \cdot (1 + k'' + k''') + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_3} \cdot (1 + k' + k'') + \frac{X_4}{S_4} \cdot \frac{S_3'''}{S_3} \cdot (1 + k''') \right]$$

$$+ u_4 \cdot \left[\frac{X_4}{S_4} \cdot (1 + k''') + \frac{X_3}{S_3} \cdot \frac{S_4'''}{S_4} \cdot (1 + k' + k'') \right]$$

e. Der Rahmen mit beliebig vielen Stockwerken (Abbildung 20).

$$X_1 = H_1, X_2 = X_1 + H_2, X_3 = X_2 + H_3$$

$$X_4 = X_3 + H_4, X_5 = X_4 + H_5$$

$$k' = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2}, k'' = \frac{S_2''}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_3}$$

$$k''' = \frac{S_3'''}{S_3} \cdot \frac{S_4'''}{S_4}, k'''' = \frac{S_4'''}{S_4} \cdot \frac{S_5'''}{S_5}$$

(Bei n -Stockwerken folgen $n-1$ k -Werte.)

$$M = u_1 \cdot \left[\frac{X_1}{S_1} \cdot (1 + k') + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_1''}{S_1} \cdot (1 + k' + k'') \right]$$

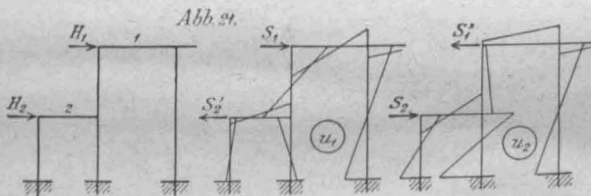
$$+ u_2 \cdot \left[\frac{X_2}{S_2} \cdot (1 + k' + k'') + \frac{X_1}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2} \cdot (1 + k') + \frac{X_3}{S_3} \cdot \frac{S_2''}{S_2} \cdot (1 + k'' + k''') \right]$$

$$+ u_3 \cdot \left[\frac{X_3}{S_3} \cdot (1 + k'' + k''') + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_3''}{S_2} \cdot (1 + k' + k'') + \frac{X_4}{S_4} \cdot \frac{S_3'''}{S_3} \cdot (1 + k''' + k''''') \right]$$

$$+ u_4 \cdot \left[\frac{X_4}{S_4} \cdot (1 + k''' + k''''') + \frac{X_3}{S_3} \cdot \frac{S_4'''}{S_3} \cdot (1 + k'' + k''') + \frac{X_5}{S_5} \cdot \frac{S_4'''}{S_4} \cdot (1 + k'''' + k''''') \right]$$

$$+ u_5 \cdot \left[\dots \dots \dots \right]$$

f. Der unregelmäßige Rahmen (Abbildung 21).

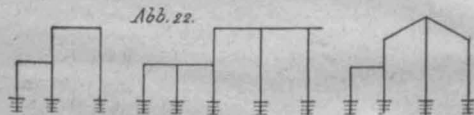


$$X_1 = H_1, X_2 = H_1 \cdot \frac{S_2'}{S_2} + H_2, k' = \frac{S_1''}{S_1} \cdot \frac{S_2'}{S_2}$$

$$M = u_1 \cdot \left[\frac{X_1}{S_1} + \frac{X_2}{S_2} \cdot \frac{S_1''}{S_1} \cdot (1 + k') \right] + u_2 \cdot \frac{X_2}{S_2} \cdot (1 + k')$$

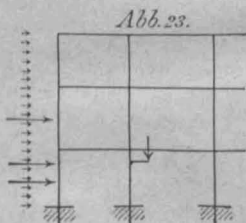
S_2 und S_2' werden erhalten, indem man zu den Querkraften unterhalb der Wirkungsgeraden (in den kleinen Stützen) jene oberhalb (in der Stütze die den oberen und unteren Balken verbindet) mit umgekehrten Vorzeichen addiert.

Die nach den obigen Formeln zu berechnenden Rahmen können das Aussehen wie in Abbildung 22 haben ¹⁰⁾.



sehen wie in Abbildung 22 haben ¹⁰⁾.

3. Die Momente für beliebige seitliche Belastung. (Abbildung 23).



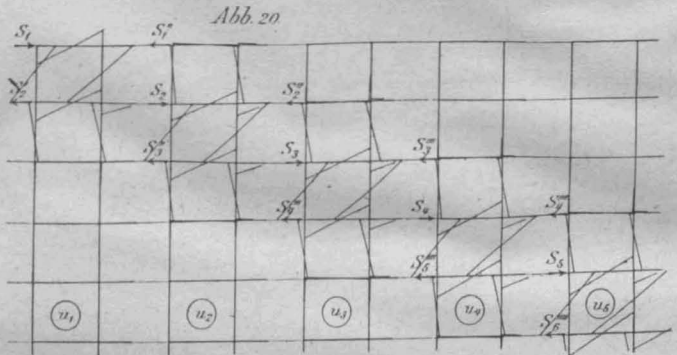
Wir denken uns die Momente entstanden

1. infolge der Belastung bei seitlich unverschieblichen Balken,
2. infolge der seitlichen Verschiebung der Balken.

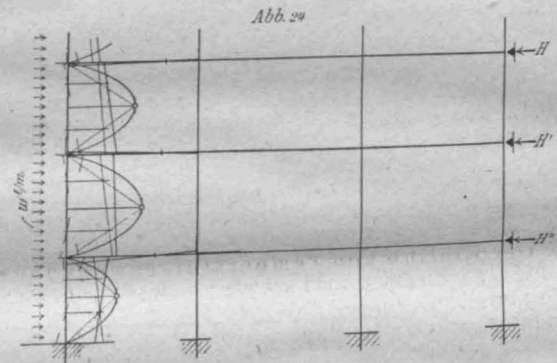
Die Berücksichtigung der Lasten bei seitlich unverschieblichen Balken kann ähnlich erfolgen, wie die Berücksichtigung lotrechter Lasten bei unverschieblichen Stützenköpfen. Man braucht nur den Stockwerkrahmen in Gedanken um 90° herumzudrehen und es liegt dann genau

die gleiche Aufgabe vor. Wenn die Schlußlinie für die belasteten Stützen mit Rücksicht auf die Stützenkopf-Verstärkungen bestimmt werden soll, so kann man die Gleichungen in dem Werk des Verfassers Seite 52 und 53, anwenden.

Damit die Balken sich nicht seitwärts schieben, läßt man den Rahmen sich an feste unnachgiebige seitliche



Auflager anlehnen. (Abbildung 24). Die in diesen, in Gedanken vorausgesetzten Auflagern, entstehenden Drücke, machen die Balkenverschiebungen, die sich beim Fehlen der Auflager vollziehen würden, rückgängig. Der Einfluß der Reaktion dieser, als äußere Lasten an dem Rahmen wirkenden Drücke, stimmt daher mit dem Einfluß der Balkenverschiebung überein. Wenn man also die seitlichen Auflagerdrücke kennt, so wird man sie bezw. die Reaktion,



in der vorbeschriebenen Weise berücksichtigen und somit den Einfluß der Balkenverschiebung ohne Schwierigkeit feststellen können.

Die Drücke in den gedachten seitlichen Auflagern erhält man, indem man die Summe der Querkräfte in den Stützenfüßen unmittelbar oberhalb der jeweiligen Wirkungsgeraden mit umgekehrtem Vorzeichen zu der Summe der Querkräfte in den Stützenköpfen unmittelbar darunter hinzurechnet.

Man wird demnach bei beliebiger seitlicher Belastung

1. die Momente bei seitlich unverschieblichen Balken feststellen,
2. die Drücke in den gedachten seitlichen Auflagern ausrechnen,
3. die Reaktion davon nach den vorbeschriebenen Regeln als äußere Lasten berücksichtigen und
4. die erhaltenen beiden Momentenflächen zusammenzählen.

§ 4. Zusatzmomentenflächen, Einfluß der Stützensenkungen, der Temperatur und der Normalkräfte.

1. Die zusätzliche Berücksichtigung der Stützenkopf-Verschiebung bei lotrechter Belastung. Man verfährt hier sinngemäß wie bei seitlicher Belastung und rechnet die Drücke in gedachten seitlichen Auflagern aus, die die Verschiebung der Stützenköpfe (der Balken) auf Null zurückführen. Alsdann berücksichtigt man die Reaktion nach den gegebenen Regeln. Auf diese Weise wird die zu berücksichtigende Zusatzmomentenfläche bekannt.

2. Der Einfluß der Stützensenkungen. Man berücksichtigt, der Reihe nach von links nach rechts vorgehend, jeweils die gegenseitige (verhältnismäßige) Senkung zweier einander benachbarter Stützenköpfe unter der Annahme, daß alle übrigen Stützenköpfe nach links und rechts, wie in Abbildung 25, in einer Wagrechten bleiben. Die erhaltenen Momentenflächen sind dann zum Schlusse zusammen zu zählen.

¹⁰⁾ Ein Doppelrahmen, wie in Abbildung 22 links aussehend, ist vom Verfasser ausführlich berechnet worden. Siehe „Armierter Beton“ 1917, Heft 1 und 2.

Der jeweilige Momenten-Nullpunkt ist bedingt durch eine die Balkenachse kreuzende Gerade, mit den Festpunktabständen a und b als Abschnitte auf den begrenzenden

nach oben vorgehend, jeweils die verhältnismäßige Verschiebung zweier Knotenpunkte betrachten, die man entsprechend berücksichtigen können. Im Symmetriefalle sind die seitlichen Verschiebungen gegeben. Sonst wird man, wie bei Temperatur-Aenderungen, den unverschieblichen Balkenpunkt, von dem ausgehend man die wagrechten Verschiebungen feststellt, zunächst nach Gutdünken annehmen und dann unter Umständen auf Grund der Drücke in gedachten seitlichen Auflagern noch die korrigierende Zusatzmomentenfläche ermitteln. Es liegen hierauf die endgültigen genauen Momente fest.

Aus alledem geht hervor, daß es sich bei der zusätzlichen Berücksichtigung der Normalkräfte um die Lösung einer Summe verhältnismäßig recht einfacher Aufgaben handelt. Es fragt sich nur, ob der Arbeitsaufwand dem praktischen Werte entsprechen wird.

Man kann mit Sicherheit annehmen, daß der Einfluß der Normalkräfte in den Balken praktisch belanglos ist.

Die elastische Zusammendrückung einer Stütze von der Gesamthöhe h_{ges} bei der Spannung σ ist (Abbildung 26)

$$\Delta h = \frac{\sigma \cdot h_{ges}}{E}$$

Setzt man für σ den Spannungs-Unterschied in zwei einander benachbarten Stützen ein, so gibt diese Gleichung die verhältnismäßige Senkung der benachbarten Stützenköpfe an. Wird ungünstigerweise nun angenommen, daß die elastische Linie an den Stützenköpfen wagrecht bzw. senkrecht verläuft, so gilt für das Balkenmoment, wenn l die Balkenspannweite ist,

$$M = \frac{6 \Delta h E J}{l^2}$$

In Verbindung mit obigem Ausdruck folgt

$$M = \frac{6 \cdot \sigma \cdot h_{ges} \cdot J}{l^2}$$

h_{ges} kann als Gesamthöhe der Stütze bis zu dem in Frage kommenden Balken vom Trägheitsmoment J aufgefaßt werden. Die Gleichung liefert im allgemeinen, namentlich aber in den oberen Stockwerken, etwas zu hohe Werte. Man wird daher besser schreiben

$$M = \frac{\alpha \cdot \sigma \cdot h_{ges} \cdot J}{l^2}, \dots \dots \dots (37)$$

wo α eine Zahl ist, die man annimmt in den unteren Stockwerken zu 6, in den mittleren zu 5, in den oberen zu 4. Bei Rahmen von geringer Höhe kann man in den unteren Stockwerken $\alpha = 5$ setzen.

Wir werden in Folgendem, um eine Uebersicht zu geben, gebräuchliche Werte annehmen und M ausrechnen.

Es sei: der Spannungsunterschied $\sigma = 100 \text{ t/m}^2$, die Balkenspannweite $l = 6,0 \text{ m}$; sowie $J = 0,020 \text{ m}^4$ in $h_{ges} = 8,0 \text{ m}$,

so daß
$$M = \frac{5 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 0,02}{36} = 2,2 \text{ mt}$$

und
$$J = 0,015 \text{ m}^4 \text{ in } h_{ges} = 16,0 \text{ m},$$

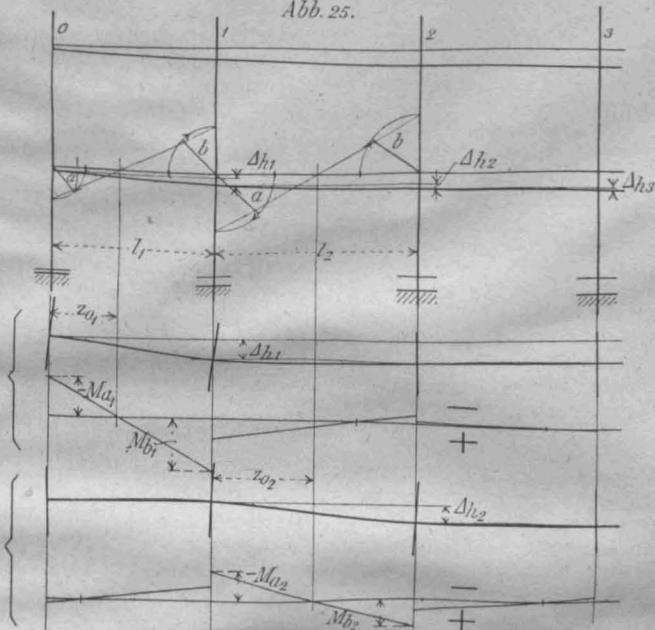
so daß
$$M = \frac{4 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 0,015}{36} = 2,7 \text{ mt}.$$

Man sieht, daß diese Momente wohl von Belang sind ¹¹⁾. Wenn man bedenkt, daß Außenstützen aus ästhetischen Gründen oft stärker ausgeführt werden als erforderlich und nur mäßige Beanspruchungen erfahren, so erkennt man, daß der eingesetzte Spannungs-Unterschied von 100 t/m^2 noch nicht einmal so hoch ist. Dies ist auch der Fall, wenn die Balken auf Umfassungsmauern ruhen ¹²⁾. Es sollten dann genauere Untersuchungen angestellt werden.

Durch die vorstehenden Ausführungen ist zur Genüge dargetan, daß die genaue Berechnung der Stockwerkrahmen in Eisenbeton unter Berücksichtigung des charakteristischen Zusammenhanges praktisch wohl durchführbar ist. Eine dementsprechende Berechnungsweise wird mit Rücksicht auf die dadurch bedingte Materialersparnis in vielen Fällen unerläßlich sein und in der Praxis immer mehr zum Bedürfnis werden.

Die Anwendung des Verfahrens an einem praktischen Beispiel sei einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten. An dieser Stelle sei noch auf das in dem wiederholten Werk des Verfassers bereits durchgerechnete Beispiel, einen dreistöckigen Rahmen mit zwei Stützen betreffend, verwiesen. —

Abb. 25.



den Auflager-Lotrechten. Die in Betracht kommende Querkraft ist

$$Q = \frac{\Delta h}{l^2 \cdot \beta} \cdot \frac{a}{z_0 - a} \dots \dots \dots (35)$$

und die Momente betragen

$$M_a = -Q \cdot z_0, \quad M_b = Q \cdot (l - z_0) \dots \dots \dots (36)$$

z_0 ist durch den Momenten-Nullpunkt gegeben. Δh ist stets positiv, wenn der linke Stützenkopf höher liegt als der rechte und im umgekehrten Falle negativ.

3. Der Einfluß von Temperaturschwankungen. Beim Stockwerkrahmen wird schwer zu sagen sein, welche Temperaturschwankungen in Frage kommen und wie diese im ungünstigsten Fall sich zusammensetzen werden.

Gleichmäßige Temperatur-Aenderungen der Stützen (aller Stützen) bleiben ohne Einfluß. Bei gleichmäßigen Temperatur-Aenderungen der Balken werden die Kreuzungspunkte ungefähr in einer Lotrechten bleiben; nur die unteren Stützenköpfe werden sich gegenüber den Fundamenten verschieben.

Die Längenänderung der Balken beträgt, wenn t° der Temperaturunterschied ist, $\Delta l = \alpha t^\circ l = 0,000013 \cdot t^\circ l$.

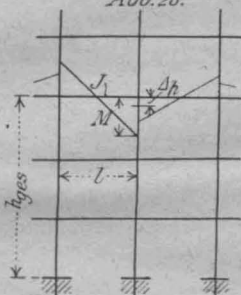
Die Verschiebung der einzelnen Knotenpunkte kann im Symmetriefalle, wobei der unverschiebliche Balkenpunkt in der Symmetrieachse ohne weiteres gegeben ist, leicht festgestellt werden. Dann kann man die Momente nach den vorstehenden Ausführungen bestimmen. Beim unsymmetrischen Rahmen wird man die Verschiebungen zunächst auf Grund von einem nach Gutdünken angenommenen unverschieblichen Punkt ermitteln; alsdann ist es möglich, wie bei lotrechter und seitlicher Belastung, die durch die Momente bedingten in gedachten seitlichen Auflagern entstehenden Drücke auszurechnen, durch die die genaue korrigierende Zusatzfläche, die auch die Verschiebung der oberhalb gelegenen Knotenpunkte berücksichtigt, bestimmt ist.

4. Die zusätzliche Berücksichtigung der Normalkräfte. Wenn die Momente in der vorherbeschriebenen Weise bestimmt sind, so kann man die Normalkräfte in den Balken und Stützen feststellen, deren Längenänderungen ausrechnen und hierauf die lotrechten und wagrechten Verschiebungen der Knotenpunkte bestimmen. Die lotrechten Verschiebungen können wie Senkungen, berücksichtigt werden. Bei den wagrechten Verschiebungen kann man, sinngemäß wie bei den Senkungen von unten

¹¹⁾ Die in Betracht kommende gegenseitige Verschiebung der Stützenköpfe beträgt in $h_{ges} = 8,0 \text{ m}$ nur $0,4 \text{ mm}$. Man ersieht hieraus auch wie außerordentlich empfindlich die Stockwerk-Rahmen bei Stützensenkungen sind.

¹²⁾ In diesem Falle wird, um das Moment im Endfeld zu berechnen, α kleiner angenommen werden können und sich etwa zwischen 1 und 1,5 bewegen.

Abb. 26.



Schwimmende Senkkasten in Beton und Eisenbeton für Wellenbrecher und Kaimauern in Seehäfen.

(Fortsetzung statt Schluß.)



In Beispiel dieser Art zeigt die Ausführung des 1903 vollendeten Wellenbrechers im tunesischen Hafen von Bizerta. Bei 17 bis 18,5 m Wassertiefe besteht der Unterbau hier aus einer Steinschüttung, auf der die Senkkasten von 8–16 m Breite, 20–21 m Länge und bis 10 m Höhe ruhen. Die einzelnen Blöcke haben einen Rauminhalt von 2500–3250 cbm und wiegen gefüllt 5000 bis 6500 t. Abbildungen 2a–d in No. 17 zeigen Ausbildung und Ausführungsweise der Senkkasten. Diese bestehen aus einem mit Trägern verstärkten und mit Beton ausgestampften Eisenboden, an den sich noch 2 m hohe feste Seitenwände anschließen. Darauf stützen sich die aus einzelnen Teilen in 6 Zonen übereinander zusammengesetzten abnehmbaren Eisenwände, die mittels 50 t-Schwimmkranes bedient werden. Der engschräffierte Teil des Bodens und der Seitenwände wurde zuerst mit Beton hinterstampft, wodurch der schwimmende Kasten eine Tauchtiefe von 1,5 m erhielt. Nun wurden die oberen Wände aufgesetzt, die mit dem unteren Teil durch 6 m lange von oben lösbare Bolzen verbunden waren, und die Wände absatzweise, wie angedeutet, weiter mit Beton in dem Maße hinterstampft, daß keine zu hohe Beanspruchung der Wände eintrat. Bei rd. 8,5 m Höhe tauchten die Kasten 5,4 m tief und wurden nun durch Füllung einzelner Abteilungen mit Wasser (durch Seitenklappen) auf Grund gesenkt, dann zunächst in den leeren Abteilungen und schließlich in den wieder ausgepumpten mit Beton gefüllt. Zur Füllung dient die in Abb. 2b ersichtliche Fördereinrichtung. Nun konnten die Seitenwände abgenommen werden worauf die Fertigstellung des oberen Teiles erfolgte. Bei dieser Ausführungsweise wird zwar der frische Beton gegen Ausspülung geschützt, er kommt aber doch noch in nicht völlig erhärtetem Zustand mit dem Seewasser in unmittelbare Berührung.

Eine Ausführungsweise ganz ohne Zuhilfenahme von Eisenwänden aber ebenfalls mit kräftigem eisernen Boden und mit starken gemauerten, aber auch in Beton herstellbaren Seitenwänden, ist in Abb. 3a–d, No. 17, dargestellt. Es ist das ein von dem holländischen Ingenieur Prof. J. Kraus, der die großen Erweiterungsbauten des Hafens von Valparaiso*) geplant hat und auch für die chilenische Regierung die Ausführung leitet, vorgesehene Herstellungsweise für die dort neu zu schaffenden Wellenbrecher. Bei 20 m Tiefe unter mittlerer Meereshöhe (2 m über NW.) bestehen diese auf die unteren 10 m aus einer Steinschüttung, darüber aus großen Schwimmblöcken von 4000–6000 t Gewicht, die einem höchsten Wellendruck von 30 t/qm in Höhe der Seeoberfläche widerstehen sollen. Die Blöcke reichen, wenn auf den Unterbau gesetzt, von – 9 bis + 1,25 oder + 2, haben also rd. 10–11 m Höhe, bei verschiedener Breite und Länge. Die hier dargestellten sind für die Wellenbrecher von Las Habas und La Aduana bestimmt, erhalten 22,2 m Länge und unten 8, oben rd. 7 m Breite. Die Wandstärken sind wieder so bemessen, daß sie während des

schwimmend erfolgenden Transportes von der Arbeits- zur Baustelle und im versenkten, aber noch nicht ausgefüllten Zustand allen Druckverhältnissen sicher widerstehen. Ihre Herstellung erfolgt in voller Höhe in einem Trockendock. Die Senkkasten besitzen dann trotz der Hohlräume einen zu großen Tiefgang, um bei Füllung des Dockes mit Wasser aufschwimmen zu können. Um sie zum Schwimmen zu bringen, werden daher auf beiden Längsseiten besondere eiserne Schwimmkasten angebracht, deren Tauchtiefe durch einen Ballastkasten geregelt werden kann. Für sich allein schwimmen diese Kasten in etwas geneigter Lage, werden dann durch teilweise Füllung des Ballastkastens mit Wasser so weit gesenkt, daß sie mit einer Nase unter den unteren Absatz des Senkkastens greifen. Wird dann der Ballastkasten wieder mit Luft gefüllt, so dreht sich der Schwimmkasten um den unteren festen Punkt und legt sich seitlich mit Konsolen an das Mauerwerk des Senkkastens an. Durch besondere Dichtungsvorrichtungen wird dabei ein vollkommen dichter Anschluß an das Mauerwerk erreicht. Der Zwischenraum zwischen Senkkasten und Schwimmkasten kann dann durch Schieber in die zylindrischen Hohlräume der Senkkasten entleert und aus diesen das Wasser fortgepumpt werden, worauf der ganze Senkkasten mit etwa 9 m Tauchtiefe schwimmend nach der Baustelle gebracht und durch Wasserfüllung auf – 10 m Tiefe auf die Steinschüttung abgesenkt wird. Die Schwimmkasten lassen sich dann leicht wieder lösen. Die Hohlräume des Senkkastens werden schließlich mit billigem Sandbeton gefüllt. Die hier dargestellten Kasten enthalten rd. 1225 cbm Mauerwerk, 925 cbm Sandbeton, 26 t Eisen für den Kastenboden.

Eine Ausführungsform des schwimmenden Senkkastens, der schon den Uebergang zur Eisenbeton-Konstruktion bildet, zeigt das Beispiel der äußeren, freistehenden Mole und des mit Kaianlage ausgestatteten inneren Hafendamms in Zeebrügge,**) Abb. 4 u. 5, No. 17, bei einer Ausführungslänge von zus. rd. 3,5 km. Die Senkkasten stehen auch hier wieder auf Steinschüttung. Sie haben für die Kaianlage 25 m Länge bei 7,5 m Breite und je nach Wassertiefe 7–9 m Höhe. Sie reichen versetzt noch 1 m über NW., darauf ruht ein Oberbau aus geschichteten Vollblöcken von je 55 t Gewicht. Das Gewicht der Schwimmblöcke betrug 3–4000 t. Die Kasten besitzen einen Blechmantel von 3 mm Stärke, ausgesteift in je 3 m Abstand durch Gitterwerksrahmen, und haben eine starke untere Schneide, mit der sie sich fest in die Steinschüttung eindrücken. Das ganze Eisenwerk ist im Inneren des Kastens durch einen Beton von 200 kg Zement auf 1 cbm Sand und Steinschlag umhüllt, der innere Hohlraum nach dem Versenken, das durch Einlassen von Wasser erfolgte, durch Sparbeton mittels Kasten ausgefüllt. Die Blöcke wurden z. T. in dem anfangs noch trocken liegenden Hafen, später in besonderem Dock hergestellt. Die Schwimmblöcke des äußeren freistehenden Molenendes, bei welchem mit noch stärkerem Wellenangriff zu rechnen war, wurden aus ähnlichen Senkkasten mit 31 m Länge, 11,5 m unterer, 9,2 m oberer Breite, 12,5 m Höhe, 3000 t Gewicht in leerem und 9000 t in ausgefülltem Zustand hergestellt und enthalten rd. 125 t Eisen. Während die kleineren Kasten allein schwimmfähig waren, mußte man sich bei diesen besonderer Hilfs-Schwimmkasten bedienen, um sie zur Verwendungsstelle schleppen zu können. — (Forts. folgt.)

*) Nach dem „Verbesserungsprojekt für den Hafen von Valparaiso. Von J. Kraus. Im Auftrage der chilenischen Regierung herausgegebene deutsche Uebersetzung. Delft 1903.“ Prof. Kraus hat 1906 die Leitung der Arbeiten übernommen. Ueber ihren Stand sind wir nicht näher unterrichtet.

**) Nach: Annales des travaux publics de Belgique 1904. Vergl. auch Deutsche Bauztg. 1907 S. 637.

Vermischtes.

Eisenbeton-Bogenbrücke bei Bad Mscheno in Böhmen.

Die „Oesterreich. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst“ veröffentlicht in No. 25/1917 eine Eisenbeton-Bogenbrücke im Zuge einer Reichsstraße von 20 m Spw. bei 8 m Pfeil mit beiderseits anschließenden 5 m weitgespannten Plattenbalken-Tragwerken, die ein gewisses Interesse verdient. Die 7 m breite Fahrbahn (5 m beschotterter Damm, je 1 m Bürgersteig) wird von 4 Bogenrippen getragen, auf welche die Brückentafel ihre Last mit in 2,5 m Abstand stehenden Säulen überträgt. Die Fahrbahnrippen gehen in ganzer Brückenlänge durch. Um den Einfluß der Formänderung des Bogens auf die statischen Verhältnisse der Fahrbahnträger unschädlich zu machen, sind auf den Endsäulen zwischen dem Bogen und den Seitenöffnungen Stahllager vorgesehen, die sowohl eine Drehung wie eine Längsbewegung ermöglichen. Die Köpfe der Stützen unter diesen Lagern sind spiralbewehrt. Die Endauflagerung der Balken auf dem Widerlager ist natürlich auch beweglich eingerichtet. Zwischen die Längsrippen sind in je 1,25 m Abstand Querträger gespannt, sodaß die durchlaufende Fahrbahnplatte in auf allen 4 Seiten aufliegende Felder zerfällt, die dementsprechend eine kreuzweise Bewehrung erhalten haben. —

Der Eisenbeton-Schiffbau macht nach der Zeitschrift „Motorschiff und Motorboot“ rasche Fortschritte. Beschränkte sich der Bau solcher Schiffe bisher auf Einzelausführungen, so sind seit der 1916 in Moß (Norwegen) erfolgten Gründung der „Fougners Stahlbeton-Schiffbaugesellschaft“ eine ganze Reihe von Werften entstanden, die sich den Bau von Fahrzeugen für den Binnenschiffsverkehr und von seetüchtigen Motorschiffen zur Aufgabe machen. Es sind Werften dieser Art in Malmö (Schweden) und in Mosnedsund (Dänemark) entstanden, ferner besteht die Absicht, solche in Drammen, Bergen, Frederikstad (Norwegen) zu errichten. Daß auch in Deutschland eine solche Werft „Eisenbeton-Schiffbau G. m. b. H.“ mit dem Sitz in Hamburg errichtet worden ist in diesem Jahr, haben wir schon in No. 9 der „Mitteilungen“ berichtet. —

Inhalt: Eisenbetonbauten für den Neubau der Kokerei-Anlage auf der Zeche Westhausen in Bodelschwing bei Dortmund. — Die Berechnung der Stockwerkrahmen für beliebige lotrechte und seitliche Belastung. (Schluß.) — Schwimmende Senkkasten in Beton und Eisenbeton für Wellenbrecher und Kaimauern in Seehäfen. (Fortsetzung.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.